

**Einfluß von Verkehrserschütterungen
während des Anbringens großflächiger
Bauteilergänzungen auf deren Dauerhaftigkeit
bei praxisnahen Beanspruchungen**

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Dr.-Ing. M. Teutsch

Dipl.-Ing. J. Günther

September 1992

Gefördert vom Bundesministerium für Verkehr

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Vorwort

Untersuchungen über die Dauerhaftigkeit von großflächigen Bauteilergänzungen wurden im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in den Jahren 1983 bis 1986 durchgeführt. Hierbei standen die Art der Ergänzung und die dabei verwendeten Stoffsysteme im Vordergrund. Die Ergänzungen wurden an unbelasteten Versuchskörpern vorgenommen.

In der Regel muß man davon ausgehen, daß Instandsetzungsarbeiten an Verkehrsbauwerken auch bei Beanspruchung durch fließenden Verkehr durchgeführt werden.

Dem Bundesminister für Verkehr wurde deshalb ein Forschungsprogramm vorgelegt, mit dem diese Fragestellungen geklärt werden sollten. Der BMV hat dem Programm im Grundsatz zugestimmt. Es erfolgte die Einsetzung einer Beratergruppe, bestehend aus den Herren

- Dipl.-Ing. Poppinga, BMV
- Dr.-Ing. Großmann, Bundesanstalt für Straßenwesen
- Dipl.-Ing. Herold, Bilfinger & Berger, Mannheim
- Dr.-Ing. Kropp, Universität Karlsruhe.

Diesen Herren sei an dieser Stelle für ihre Mitarbeit und für ihre konstruktiven Vorschläge herzlich gedankt.

Danksagen möchten wir auch allen Mitarbeitern des Instituts, die zum Gelingen der Versuche beigetragen haben, wobei hier stellvertretend Herr Dipl.-Ing. H. Klinkert genannt sei. Den Damen S. Harig, M. Amelung und S. Banze gilt unser Dank für die Erstellung des Textes bzw. der Zeichnungen.

Die Autoren

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Allgemeines	4
2. Ziel der Untersuchungen	8
3. Versuchskörper	10
3.1 Allgemeines	10
3.2 Herstellung der Kernbalken	14
3.3 Vorspannen	15
3.4 Alterung	16
3.5 Sandstrahlen	18
3.6 Ergänzungen	18
4. Kurzzeitversuche mit anschließender Schwellast	36
4.1 Allgemeines	36
4.2 Vorarbeiten und Lastfolge	36
4.3 Belastungsgeschichte	36
4.4 Meßeinrichtung	37
4.5 Nebenkörper und Begleitplatten	38
5. Auslagerung der Versuchsbalken unter Dauerlast	42
5.1 Allgemeines	42
5.2 Belastung	42
5.3 Meßeinrichtung	43
6. Bruchversuche	45
7. Ergebnisse	48
7.1 Allgemeines	48
7.2 Rißbildungen	48
7.3 Durchbiegungen	53
7.4 Dehnungen	65
7.5 Haftzugfestigkeiten	70

	Seite
8. Vergleiche mit den im unbelasteten Zustand ergänzten Balken	75
8.1 Allgemeines	75
8.2 Rißbildungen	77
8.3 Durchbiegungen	78
8.4 Dehnungen	79
8.5 Haftzugfestigkeiten	79
9. Zusammenfassung	84
10. Literatur	86
Anhang	88

1. Allgemeines

Eine besonders häufig vorkommende Instandsetzungsarbeit bei Verkehrsbauten besteht in der Ausbesserung von Betonflächen, die infolge Korrosion oberflächennaher Bewehrungsstäbe abgeplatzt sind. Betroffen sind überwiegend Spannbetonbrücken, die Mitte der 60er Jahre gebaut wurden; es handelt sich häufig um großflächige Abplatzungen der Betondeckung.

Die Hauptursache dieser Mängel sind einerseits eine bauseitig unzureichend realisierte Betondeckung, die im Laufe der Zeit karbonatisierte, was dazu beitrug, daß der Korrosionsschutz der Bewehrung verlorenging. Auch kann das Eindringen in Tauwasser gelöster Chloridionen in den Beton die Ursache örtlicher Aufhebung der Passivität sein, was ebenfalls Bewehrungskorrosion zur Folge haben kann.

Wegen der Auswirkung solcher Schäden auf die Dauerhaftigkeit der Bauwerke, in einigen Fällen sogar auf die aktuelle Standsicherheit, sind möglichst rasch Instandsetzungsarbeiten durchzuführen. Im wesentlichen kommen hierbei als Ergänzungsschicht folgende Materialien zum Einsatz:

- Betone mit Betonverflüssiger (BV), Betongüte > B 45
- Spritzbetone
- Betone mit Kunststoffzusatz (PCCs).

Die gesäuberte und gesandstrahlte Altbetonoberfläche wird dabei oft mit einer Haftbrücke versehen. Auch die Anordnung einer Dübelbewehrung in Verbindung mit einer Netzbewehrung im Neubeton soll die Dauerhaftigkeit der Sanierungsmaßnahme erhöhen.

Die bisher im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig durchgeführten Untersuchungen /1/ an Probekörpern, bei denen im unbelasteten Zustand die Ergänzungsschicht aufgebracht wurde und die anschließend einer Langzeitbeanspruchung unterworfen waren, ergab folgendes:

Eine hohe Haftzugfestigkeit ist allein noch kein hinreichender Beweis für die besondere Eignung eines Ergänzungsaufbaus. Ebenfalls in die Beurteilung einzubeziehen ist das Gebrauchsverhalten (Rißbildung + Verformung) infolge praxisnaher Beanspruchung. Auf rauhem und mattfeuchtem Untergrund zeigten Spritzbeton und auch Beton in Schalung bei ordentlicher Verdichtung ein günstiges Verhalten bei Rißbildung. Eindeutige Verbesserungen durch Zugabe von Polymerdispersionen oder durch Verwendung eines Trockenbetons ließen sich nicht erkennen. Sowohl die Anordnung einer Netzbewehrung im Ergänzungsbeton als auch eine ordnungsgemäße Nachbehandlung bieten größere Gewähr für eine Rißbreitenbegrenzung bei Beanspruchung oberhalb der Zugfestigkeit des Ergänzungsmaterials als die o.a. Maßnahmen. Haftbrücken bergen dagegen bei großflächigem Auftrag offenbar nicht unerhebliche Risiken insofern, als die erwarteten Haft-Verbesserungen gelegentlich ausbleiben. Aus den Untersuchungen /1/ läßt sich die Forderung nach Einbau von Haftbrücken nicht ableiten.

Auch in Zukunft ist davon auszugehen, daß die angesprochenen Ursachen zu einem weiteren Anstieg notwendiger Instandsetzungsmaßnahmen führen werden. Aus diesem Grund erschien es dringend geboten, bestehende Wissenslücken über die Dauerhaftigkeit von Bauteilergänzungen durch weitere Untersuchungen an geeigneten Probekörpern zu schließen. Hierbei sollte vor allem die Möglichkeit, diese Sanierungsmaßnahme auch bei fließendem Verkehr durchzuführen, im Mittelpunkt des Interesses stehen, damit nicht kostenintensive Instandsetzungen erfolgen, die unter Umständen unwirksam sind oder keine Dauerhaftigkeit bieten.

Als mit dem bereits veröffentlichten Vorhaben "Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteilergänzungen" /1/ 1982 begonnen wurde, waren die Instandsetzungsarbeiten noch nicht in Richtlinien und Vorschriften geregelt. Lediglich hinsichtlich des Spritzbetones und dessen Herstellung und Prüfung gab es die DIN 18 551 /2/ in der Fassung vom Juli 1979. Beim Beginn der Forschungsarbeiten brachte der Deutsche Beton-Verein sein Merkblatt "Instandsetzen von Betonbauteilen" /3/ heraus. Nach Beendigung des Forschungsvorhabens im August 1986 erschienen vom Bundesverkehrsministerium die "Zusätzlichen technischen Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauten" (ZTV-SIB 87) /4a/. Während der Durchführung des neuen Vorhabens erfolgte eine Überarbeitung dieser Vorschrift, die mit

der Veröffentlichung dieser Arbeit im Jahre 1990 (ZTV-SIB 90 /4b/) beendet wurde. Fast parallel erarbeitete der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton die Richtlinie "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen" /5/.

Die beiden letztgenannten Vorschriften bzw. Richtlinien behandeln im wesentlichen die Ergänzung und Sanierung von kleinflächigen Schäden. Großflächige Schäden werden lediglich auf horizontale Flächen begrenzt behandelt. Schäden an Seiten- und Unterflächen von Brücken, wie sie in den Untersuchungen /6/ Gegenstand der Forschung sind, werden in den erwähnten Vorschriften nur andeutungsweise behandelt. Deshalb wurden zur Ergänzung dieser Vorschrift bzw. des vorhandenen Wissens neue Untersuchungen erforderlich.

Hilfreich zur Beurteilung von Instandsetzungen unter Verkehrserschütterungen ist daneben ein Forschungsbericht des Instituts für Bauplanung und Baubetrieb der ETH Zürich /7/, der im August 1987 erschienen ist. Wegen seiner Wichtigkeit werden nachfolgend einige dieser Untersuchungsergebnisse dargestellt:

Die Untersuchungen umfassen einen Feldversuch an der Brücke Zungen und Modellversuche an eigens hergestellten Versuchsträgern in den Kavernen der Zementfabrik Saceba, Schweiz. Außerdem wurden in dem Forschungsbericht noch Untersuchungen des Bauunternehmers Rödl aus Nürnberg übernommen, die sich als Eignungsprüfungen für geplante Brückensanierungen verstanden. Die o.a. Untersuchungen zeigen, daß die Erschütterungen sich bei keinem der Einzelversuche nachteilig auf die Spritzbetoneigenschaften auswirkten. Beim Haftzugversuch sind unterschiedliche Festigkeitswerte nicht ausgeblieben. Solche Schwankungen im Haftverbund sind jedoch für das Aufbringen von Spritzbeton auf einer Unterlage üblich. Es wurde festgestellt, daß die gemittelten Haftzugfestigkeiten trotz der aufgetretenen Schwankungen als gut zu bezeichnen waren. Die untersuchten Erschütterungen umfassten häufig auftretende Schwinganregungsfälle mit Frequenzen im Bereich von 2 bis 5 Hz, jedoch auch selten Anregungen zwischen 10 und 15 Hz. Bei den Schwingungen im höheren Frequenzbereich erreichten die Schwingbeschleunigungen ihre maximale Größe. Die wechselnden Dehnungen an der Kontaktfläche betrugen beim Versuch annähernd 0,03 ‰. Die Erschütterungen am Brückenversuch waren geringer. Es ließ sich dort eine Grundfrequenz von 2,8 Hz feststellen, was

auch zu entsprechend niedrigen Schwinggrößen führte. Die Dehnungen waren ebenfalls kleiner. Zusammenfassend kann aufgrund der Schweizer Untersuchungen gesagt werden, daß Erschütterungen wie sie dort aufgetreten sind die Spritzbetonqualität nicht in Frage stellten.

Dies deckt sich mit den am Schalbeton gewonnenen Feststellungen von Bonzel und Schmidt /8/, die bei Schwinggeschwindigkeiten bis zu einer Größe von 20 mm/s ebenfalls keine Einflüsse auf die Betonfestigkeit feststellten. Dem für eine Verbindung von Alt- mit Neubeton notwendigen Haftbeton ist jedoch in jedem Falle unabhängig von der Erschütterung eine besondere Beachtung zu schenken. Hier sind konstruktive Maßnahmen, wie das Einleiten von stetig verteilten Schubkräften an der Kontaktfläche durch eine Haftbrücke, das Einlegen einer Netzarmerung in den Spritzbeton und eine eventuelle Verdübelung der Armierung im Altbeton vorzusehen, um so die Gefahr einer Beeinträchtigung des Haftverbundes weiter zu vermindern. Da sich aus den Schweizer Versuchen ergab, daß die Schwingfrequenz keinen wesentlichen Einfluß auf die Festigkeiten des Ergänzungsmaterials besitzt, wurde bei den nachfolgend beschriebenen Versuchen eine im Rahmen der Prüfmöglichkeiten liegende Frequenz von 0,7 Hz gewählt. Dehnungsunterschiede in der Fuge erschienen als wesentlicheres Kriterium für die Beurteilung der Qualität des Haftverbundes. Anhaltswerte über Dehnungen an Straßenbrücken unter Verkehr waren nur wenige vorhanden; aus den Erfahrungen der EMPA (Schweiz) /9/ ergab sich jedoch eine Größenordnung der statischen Dehnung von $\varepsilon = 0,008 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ bis $\varepsilon = 0,026 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$. Hierzu ist der dynamische Anteil zu überlagern.

Messungen des eigenen Instituts /10/ ergaben, daß bei 20 % aller LKW-Überfahrten größere Dehnungen als $0,03 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ auftreten. Spitzenwerte erreichten sogar $\varepsilon = 0,06 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$. Deshalb wurde eine Dehnungsänderung in der Kontaktfläche von maximal $0,085 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ während des Anbringens der Ergänzungsschicht vorgesehen. Dieser Wert stellt einen oberen Grenzwert in der Baupraxis dar.

2. Ziel der Untersuchungen

Untersuchungen im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteilerergänzungen wurden im iBMB schon in den Jahren 1983 - 1986 durchgeführt. Hier standen jedoch die Ergänzungsart und die dabei verwendeten Stoffsysteme im Mittelpunkt der Untersuchungen. Die Ergänzungen wurden an unbelasteten Versuchskörpern vorgenommen. Diese Untersuchungen werden im folgenden als Vorgängerversuch bezeichnet.

In der Regel muß man davon ausgehen, daß während der Instandsetzungsaufgaben das zu sanierende Bauwerk, wenn auch in beschränktem Maße, durch fließenden PKW-Verkehr beansprucht wird. Ungeklärt ist vor allem der Einfluß von Verkehrserschütterungen der Betonbauteile während des Aufbringens solcher Neubetonschichten als seitliche oder untere Ergänzung auf deren Dauerhaftigkeit.

Das Forschungsprogramm sah vor, Spannbetonbalken nach unterschiedlichen Methoden zu ergänzen und während des Aufbringens einer Ergänzungsschicht einer Schwellbeanspruchung auszusetzen. Anschließend sollten die Versuchskörper einer weiteren Schwellbeanspruchung sowie einer Dauerbelastung im Freien unterworfen werden.

In Anlehnung an das bereits durchgeführte Forschungsvorhaben /1/ wurden dabei folgende Instandsetzungsmethoden untersucht:

- a) Anbetonieren von Portland-Zementbeton (Normalbeton) mit und ohne Haftbrücke,
- b) Anbetonieren von PCC mit und ohne Haftbrücke,
- c) Ergänzung mit Portland-Zement-Spritzbeton.

Neben den verschiedenen Instandsetzungsmethoden wurden auch noch die Ergänzungsparameter variiert (siehe Bild 3.10). So gelangte zur Verbesserung des Verbundes zwischen Alt- und Neubeton sowohl eine Haftbrücke als auch die Anordnung von Dübeln zum Einsatz. Außerdem wurde die Ergänzungsschicht zur Vermeidung von Schwindrissen bzw. zu deren Rißbreitenverminderung in einigen Fällen mit einer Netzbewehrung versehen. Aus den Vorgängerversuchen /1/

ergab sich ebenfalls, daß eine gute Nachbehandlung für den Instandsetzungserfolg wesentlich ist. Deshalb wurden sämtliche Ergänzungsbalken einer Nachbehandlung unterworfen.

Ziel der nun beschriebenen Untersuchungen, bei denen die Ergänzungsschicht unter schwellender Beanspruchung aufgebracht wurde, war es, durch Vergleich der Ergebnisse mit den vorangegangenen Versuchen, den Einfluß dieser Schwellast auf die Dauerhaftigkeit der Ergänzungsschicht festzustellen.

3. Versuchskörper

3.1 Allgemeines

Die Untersuchungen wurden an acht 5,10 m langen, zentrisch vorgespannten Stahlbetonbalken vorgenommen. Von den acht Versuchskörpern wurden fünf seitlich und zwei von unten ergänzt, während ein Balken als Vergleichsbalken diente. Die Querschnittsabmessungen der Versuchskörper können Bild 3.1 entnommen werden.

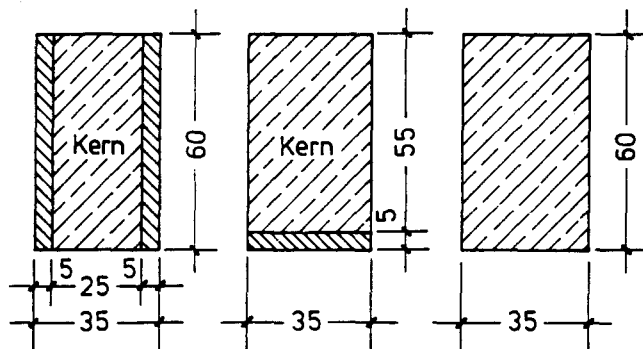
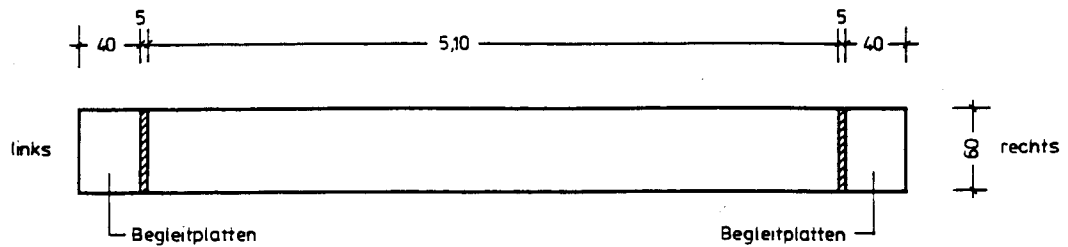


Bild 3.1: Querschnittsabmessungen

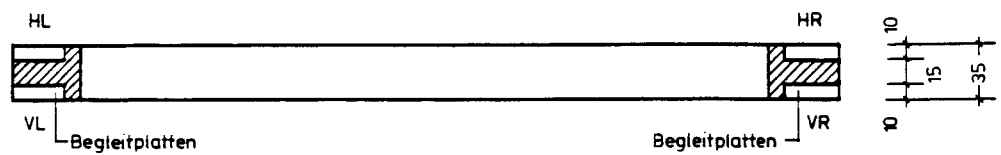
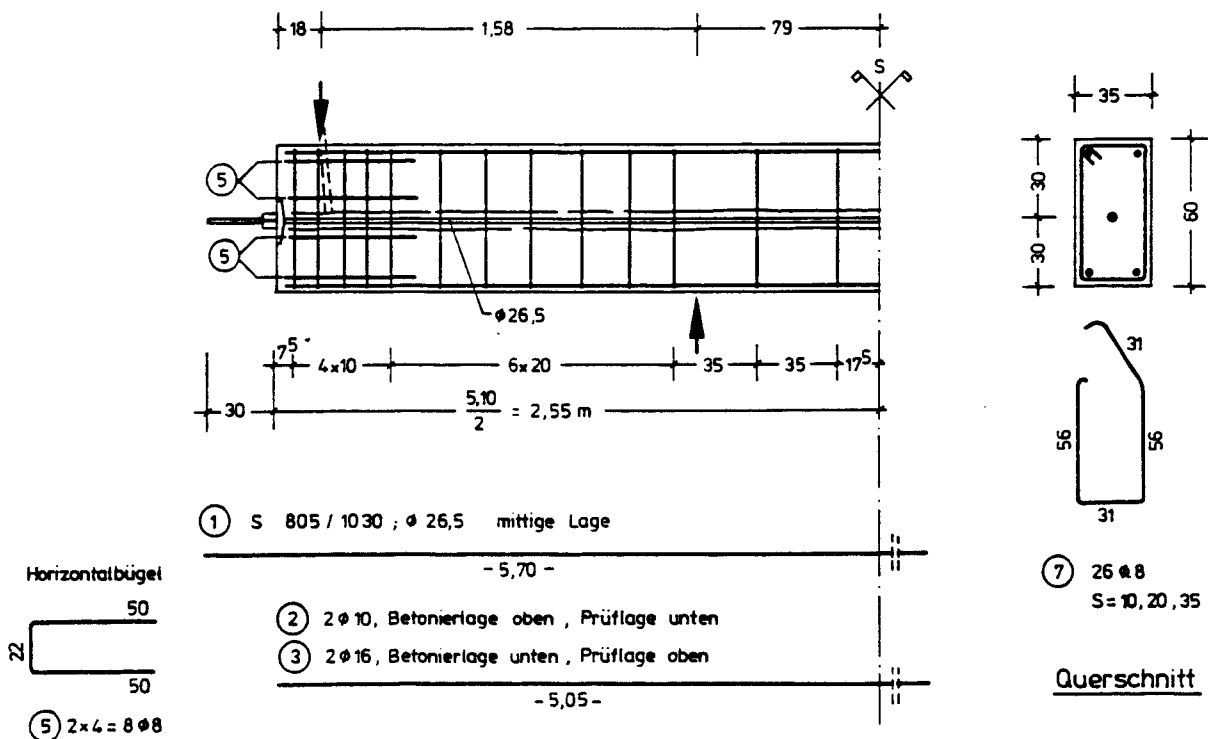
Die Kernbalken mit den Abmessungen $b/d = 25/60$ cm bzw. $b/d = 35/55$ cm wurden in den Monaten Oktober/November 1988 im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig betoniert. Gleichzeitig erfolgte die Herstellung eines monolithischen Vergleichsbalkens $b/d = 35/60$ cm. Der Schal- und Bewehrungsplan dieses Versuchskörpers E10 ist in Bild 3.2 enthalten.

Einen entsprechenden Plan der fünf seitlich zu ergänzenden Balken EH, EI, EJ, EK und EL zeigt Bild 3.3. Die Bügel dieser Versuchsreihe besaßen seitlich nur eine Betondeckung von 5 mm, da hier von einer weitgehenden Abplatzung dieser Betondeckung ausgegangen wurde.

In Bild 3.4 ist der Schal- und Bewehrungsplan der beiden in der untenliegenden Zugzone zu ergänzenden Balken EM und EN dargestellt. Hier lagen die Betonlängsstäbe weitgehend frei, um ein vollständiges Abplatzen der Betondeckung zu simulieren.

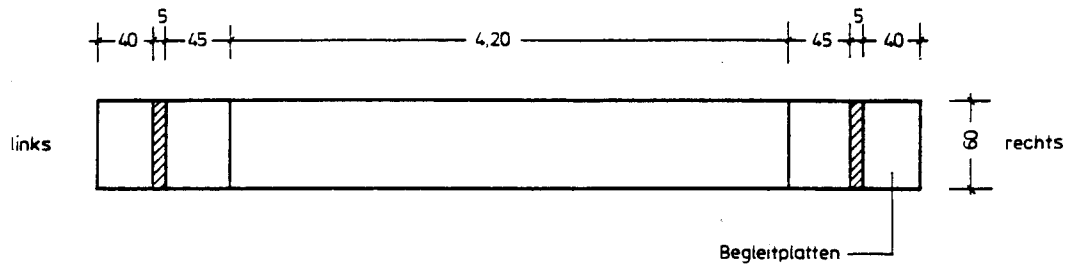


Ansicht von vorn

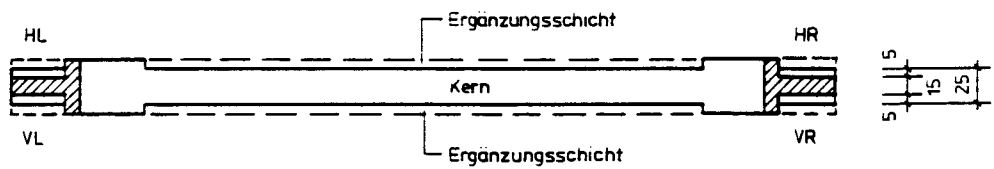
Draufsicht

Ansicht der Balkenbewehrung

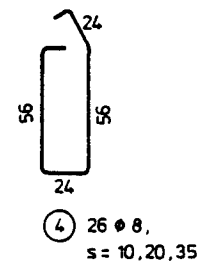
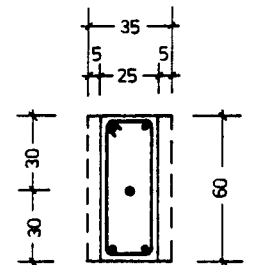
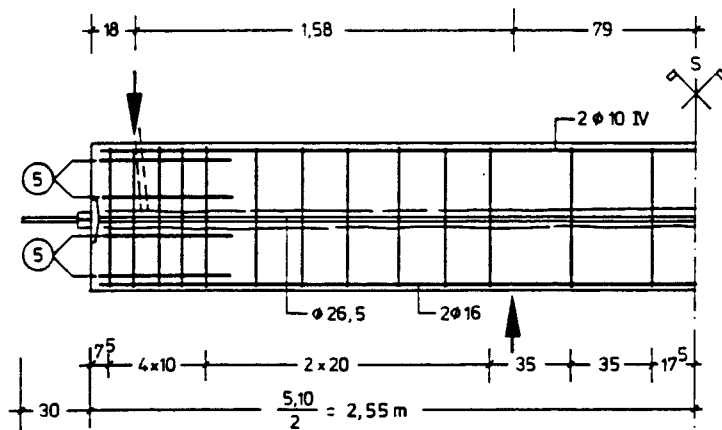
Bild 3.2: Vergleichsbalken E 10 - Monolith



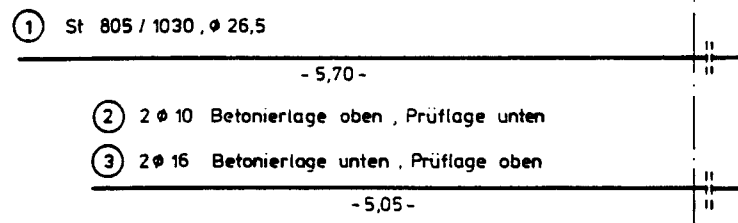
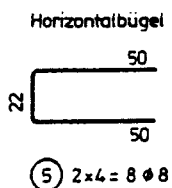
Ansicht von vorn



Draufsicht



Querschnitt



Ansicht der Balkenbewehrung

Bild 3.3: Seitlich ergänzte Balken EH, EI, EK, EL, EJ

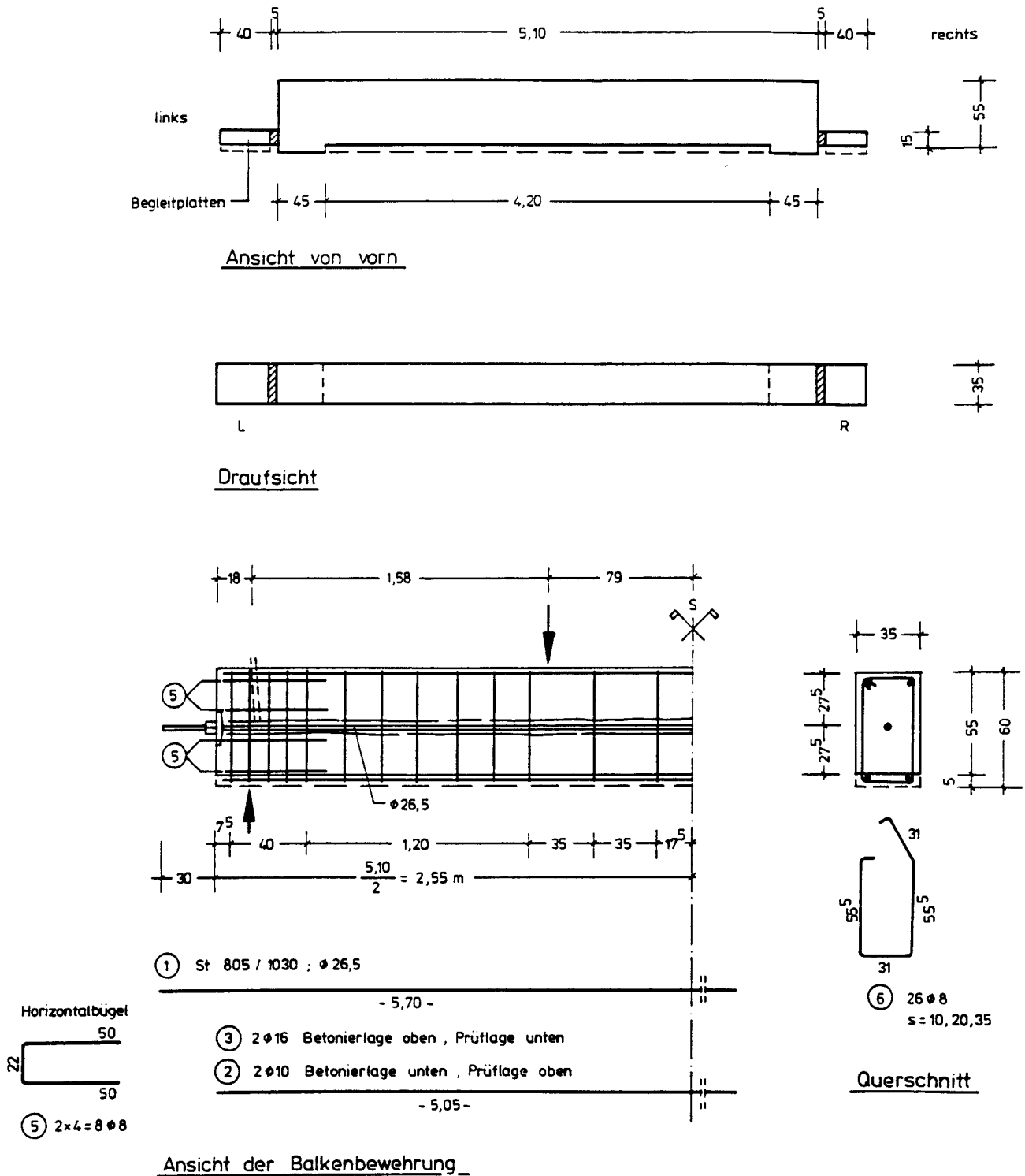


Bild 3.4: In der untenliegenden Zugzone ergänzte Balken EM,EN

Für alle Versuchskörper wurden zur Ermittlung der Betonkennwerte des Kernbetons sowohl Würfel, Zug- und Biegezugkörper als auch Prismen zur Bestimmung des E-Moduls hergestellt.

Daneben erfolgte die Herstellung von Begleitplatten zur Überprüfung des Verbundes zwischen Kern- und Ergänzungsbeton. Die Abmessungen und Bezeichnungen dieser, mit gleichem Ergänzungsverfahren hergestellten Platten, können ebenfalls den Bildern 3.2 bis 3.4 entnommen werden.

3.2 Herstellung der Kernbalken

Die Kernbalken und Begleitplatten wurden im iBMB hergestellt. Die Betonrezeptur ergibt sich aus Bild 3.5. Bei einem Zementgehalt von 360 kg/m^3 PZ 35 F wurde ein w/z-Wert von 0,54 zugrunde gelegt. Das Größtkorn betrug 16 mm.

Die wichtigsten Betonkennwerte sind in Bild 3.6 enthalten. Trotz der großen Anzahl von acht Betonagen zur Herstellung der Versuchskörper streuen diese Baustoffkennwerte nur sehr gering.

Zement	PZ 35 F - DIN 1164 Teutonia	
Zuschlag	0/2a - DIN 4226 Grube Plockhorst 2/8 - DIN 4226 Grube Plockhorst 8/16 - DIN 4226 Grube Plockhorst	
Zusammensetzung	0/2a : 747 kg 2/8 : 368 kg 8/16 : 727 kg PZ : 360 kg Ges. Wasser: 194 kg <hr/> Rohdichte : 2396 kg/m^3	w/z = 0,54
Ausbreitmaß	a = 38 cm Konsistenz KP	

Bild 3.5: Bestandteile der Zusammensetzung des Betons der Kernbalken

Prüfung	Druck- festigkeit [N/mm ²]	Zug- festigkeit [N/mm ²]	Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Elastizitäts- modul [N/mm ²]
Prüfkörper- abmessungen [cm]	15/15/15	ø 8/30	15/15/70	ø 15/30
E 10	53	3,18	4,30	30 100
E 11/EH	54	3,11	3,52	29 800
E 12/EI	53	2,82	3,40	29 600
E 14/EK	53	2,78	3,06	29 100
E 16/EL	59	3,05	3,65	30 800
E 17/EJ	56	2,62	3,56	30 000
E 13/EM	53	2,70	3,31	29 900
E 15/EN	55	2,72	3,16	29 400

Bild 3.6: Mittlere Festigkeiten des Kernbetons nach 28 Tagen Normlagerung

3.3 Vorspannen

Sämtliche Balken wurden vor dem Aufbringen der Ergänzungsschicht mit einem Spannglied ø 26,5 mm der Güte St 805/1030 vorgespannt. Die Vorspannung der Kernbalken wurde deshalb durchgeführt, um den Kriech- und Schwindvorgang des Altbetons zu beschleunigen und möglichst wirklichkeitsnahe Verhältnisse herzustellen. Die Spannglieder waren bei allen Balken zentrisch angeordnet (siehe Bilder 3.2 bis 3.4) und erzeugten Betondruckspannungen von 1,00 N/mm² (Vergleichsbalken), 1,40 N/mm² (Balken mit seitlicher Ergänzung) sowie 1,09 N/mm² (Balken mit unterer Ergänzung). Die Spannkkräfte wurden durch auf den Spannstählen angeordnete Dehnungsmeßstreifen (DMS) kontrolliert.

Da durch die nachstehend beschriebene Alterung (Temperung) Spannkraftverluste eintraten, wurden die Spannkräfte eines jeden Balkens unmittelbar vor der ersten Belastung nochmals überprüft und die Ursprungsvorspannung aufgebracht.

3.4 Alterung

Zum Zwecke der Alterung der Kernbalken und Begleitplatten sah das Versuchsprogramm zunächst eine halbjährliche Auslagerung und eine anschließende 14-tägige Temperung in einer eigens für diese Versuche konzipierten Temperkammer vor.

Die Temperung erfolgte gemäß der in /1/ beschriebenen Vorgehensweise. Die Kapazität der Temperkammer war so ausgelegt, daß zwei Gruppen zu je vier Balken einschließlich Nebenkörper dort eingelagert werden konnten, Bild 3.7.

Die Auswirkung dieser Wärmebehandlung wurde durch die Anwendung der Quecksilber-Druckporosimetrie und durch Wiegen der Balken und der Begleitplatten vor und nach der Temperung kontrolliert. Bild 3.8 stellt die Veränderung der Porenstruktur durch die Wärmebehandlung dar. Wie bei den Untersuchungen in /1/, so ist auch hier eine Verschiebung des Maximums des Porenvolumens von dem Porenradius 0,03 auf 0,1 μm festzustellen.

Das bedeutet, daß infolge der thermische Behandlung eine deutliche Strukturauflockerung durch die Aufweitung feiner Poren erfolgte.



Bild 3.7: Temperkammer

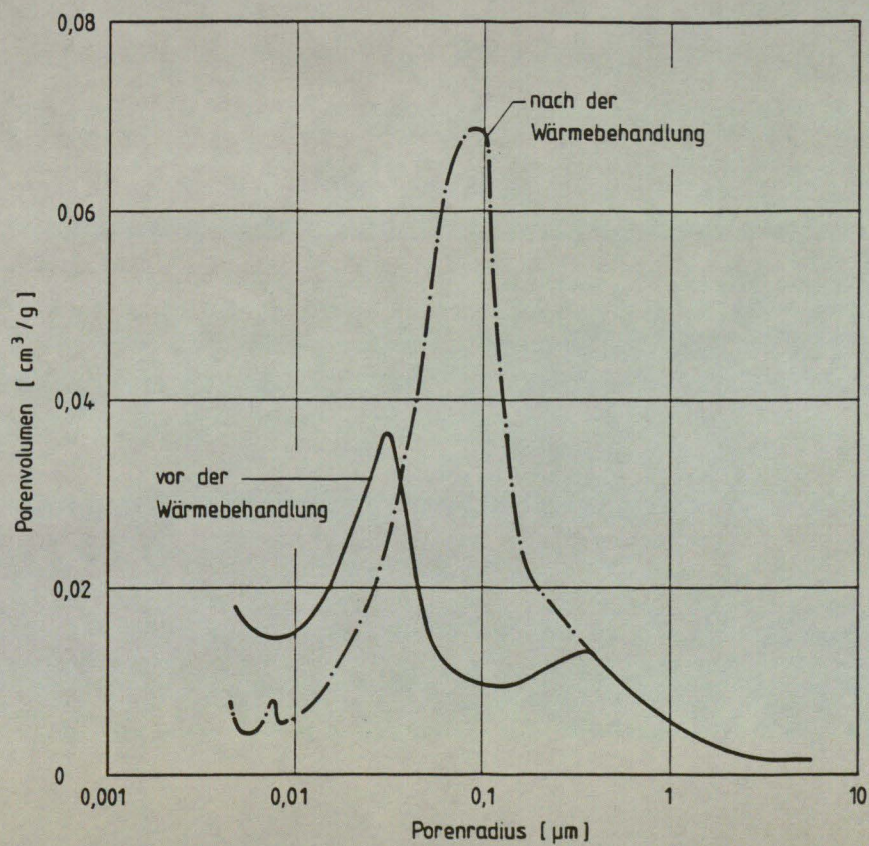


Bild 3.8: Veränderung der Betonstruktur des Kernbetons infolge thermischer Behandlung

3.5 Sandstrahlen

Das Sandstrahlen wurde unmittelbar vor den Ergänzungsarbeiten von einer Fachfirma durchgeführt. Die Struktur der zu ergänzenden Flächen nach dem Strahlen zeigt Bild 3.9, in dem auch die von Rost befreite freiliegende Zugbewehrung der Balken EM und EN sichtbar ist.



Bild 3.9: Versuchsbalken nach dem Sandstrahlen, unmittelbar vor der Ergänzung

3.6 Ergänzungen

3.6.1 Allgemeines

Für die fünf Balken, die durch das seitliche Anbetonieren bzw. Anspritzen verbreitert wurden, war die Vorgehensweise durch die Vorgängerversuche /1/ vorgegeben. Im Gegensatz zu diesen Untersuchungen wurde die Ergänzungsschicht unter einer Schwellbeanspruchung aufgebracht.

Die beiden Balken, bei denen die Betondeckung der Zugzone durch Spritzbeton erneuert wurde, sollten zugleich auch als Tastversuche für weiterführende Untersuchungen dienen /11/.

Die in den Bildern 3.3 und 3.4 dargestellten Begleitplatten wurden zum gleichen Zeitpunkt wie die Balken, jedoch im unbelasteten Zustand ergänzt.

3.6.2 Seitliche Ergänzungen

3.6.2.1 Ergänzungsverfahren

Zur Ermittlung des Einflusses der Schwellbeanspruchung wurden für die Ergänzungsschichten die gleichen Materialien und Verfahren wie bei den Vorgängerversuchen verwandt. Die polymermodifizierten Betone sollten nach der Liste der geprüften Stoffe und Stoffsysteme gemäß ZTV-SIB 87 /4/ ausgewählt werden. Das Kriterium war die Zulassung für dynamisch beanspruchte nicht befahrene Flächen, z.B. Brückenuntersichten (PCC II). Eine Übersicht über die angewandten Verfahren und Materialien zeigt Bild 3.10. Als Sondermaßnahmen zur Beschränkung der Rißbreite in der Ergänzungsschicht wurde in einigen Instandsetzungsbereichen Netzbewehrungsmatten eingelegt. Verwendet wurde ein fabrikmäßig hergestelltes, punktgeschweißtes Bewehrungsnetz aus BSt 500 mit 4 mm Stäben im Abstand von 75 mm. Dieses orthogonale Bewehrungsnetz besaß eine Betondeckung von 2,5 cm. Die in einigen Bereichen angeordneten Dübel sollten eine Übertragung der Schubkräfte auch im Versagenszustand gewährleisten. Bei den seitlich ergänzten Balken wurden UPAT-Verbundanker UKA-3 mit Gewindestangen M 14 gewählt. Ihre Verankerungslänge im Kernbeton betrug 12 cm und im Ergänzungsbeton 3,5 cm. Der Abstand der Dübel wurde entsprechend dem Mindestwert nach Zulassung zu 30 cm gewählt. Einzelheiten über die Dübel und Netzbewehrung können /1/ entnommen werden, siehe auch Bild 3.12.

Insgesamt wurden vier Parameter zur Verbesserung der Verbundeigenschaften zwischen Alt- und Neubeton bzw. zur Verminderung der Rißneigung der Ergänzungsschicht eingesetzt. Da in den folgenden Bildern oft nur deren Abkürzungen verwendet werden, erfolgt hier eine Erläuterung derselben:

Ha - Haftbrücke zwischen Alt- und Ergänzungsschicht

Dü - fugenübergreifende Dübel

Ne - Netzbewehrung in der Ergänzungsschicht

Na - Nachbehandlung der Ergänzungsschicht mit feuchten Tüchern und dgl.

Balkenbezeichnung		EH		EI		EJ		EK		EL	
Balkenhälfte		links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Haftbrücke	Ha	-	-	ja	-	-	-	ja	ja	ja	ja
Dübel	Dü	ja	ja	-	-	ja	-	ja	-	ja	-
Netzbewehrung	Ne	ja	-	-	-	ja	-	ja	-	ja	-
Nachbehandlung	Na	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
Ergänzung		Beton B 45				Spritzbeton		PCC			

Bild 3.10: Parameter der seitlich ergänzten Balken

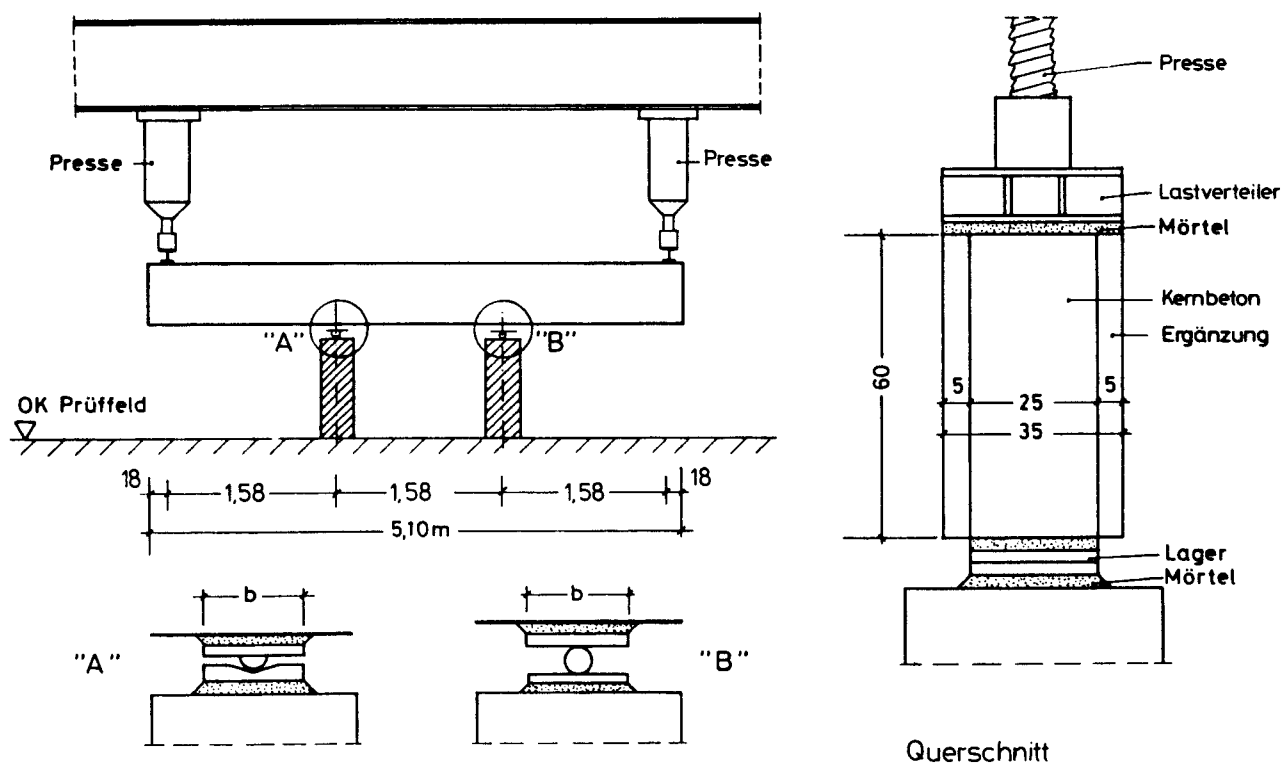


Bild 3.11: Belastungseinrichtung

Die Größe der Schwellbeanspruchung wurde während des Anbringens der Ergänzungsschicht so gewählt, daß sie derjenigen der Vorgängerversuche nach Aufbringen der Ergänzung entsprach. Diese Belastung aus Eigengewicht, Vorspannung und Schwellbeanspruchung führt bei den seitlich zu ergänzenden Balken zu maximalen Randzugspannungen von $3,05 \text{ N/mm}^2$ bzw. Randzugdehnungen von $0,1 \text{ ‰}$ bei einer Schwingbreite von $2,53 \text{ N/mm}^2$ ($0,08 \text{ ‰}$). Die Belastungseinrichtung zur Erzeugung der Schwelllast ist in Bild 3.11 dargestellt. Aufgrund der angestrebten Schwingbreite ergaben sich eine Oberlast von 40 kN und eine Unterlast von 16 kN je Presse.

3.6.2.2 Auswahl der Ergänzungsmaterialien

Normalbeton (Portlandzementbeton)

Die Betonrezeptur der Vorgängerversuche wurde übernommen. Dabei wurden folgende Einflußparameter gewählt:

Zementgehalt 385 kg/m^3 (PZ 45 F)
w/z-Wert = 0,54
Verflüssiger 0,4 %

Hierbei ergab sich ein Ausbreitmaß von 40 cm und eine Frischbeton-Rohdichte von $2,31 \text{ kg/dm}^3$.

Die bei dem Balken EI aufgetragene Haftbrücke bestand aus einer Zementschlämme mit dem Mischungsverhältnis Zement/Quarzsand/Wasser = 1/1/0,44. Wie bei den Vorgängerversuchen erfolgte der Auftrag durch Spritzbewurf. Bild 3.14 zeigt das Anwerfen der Haftbrücke.

PCC

Die Bundesanstalt für Straßenwesen als Betreuerinstitution schlug hierzu einige Betonersatzsysteme vor, die nach ZTV-SIB /4/ geprüft wurden. Aus diesen Vorschlägen wurden von den Verfassern zwei Produkte verschiedener Hersteller ausgewählt, die nachfolgend als PCC 3 und PCC 4 bezeichnet werden.

Bei beiden Betonersatzsystemen handelt es sich um Fertigmörtel mit Haftbrücke. In beiden Fällen lagen die Ausführungsanweisungen vor.

Beim Auftragen von PCC-Systemen muß darauf geachtet werden, daß zwischen Haftbrücke und PCC-Beton frisch-in-frisch gearbeitet wird. Dies ist bei den hier vorliegenden Balken äußerst schwierig, weil zwischen beiden Arbeitsgängen die äußere Seitenschalung angebracht werden muß, und es wegen der verhältnismäßig großen Fläche zu einem vorzeitigen Austrocknen der Haftbrücke kommen kann. Da außerdem die Gefahr einer unvollkommenen Verdichtung des Ergänzungsbetons bestand, wurde nach einem Vorversuch und Beratung mit den Betreuern und den Herstellern die Anbringung des PCC-Betons im Kellenverfahren vorgeschlagen.

Dadurch konnte die Abschnittslänge in Abhängigkeit von der Trocknungszeit der Haftbrücke gewählt werden. Die Vorgehensweise war derart, daß die Haftbrücke abschnittsweise eingebürstet wurde und anschließend der PCC-Beton ohne Zeitverzug aufgebracht werden konnte.

Vorversuche bestätigten die Befürchtungen, daß die 5 cm dicke vertikale Ergänzungsschicht im oberen Bereich nicht haftete, sondern absackte. Daher erfolgte das Auftragen in zwei Schichten mit dazwischenliegender Erhärtungsphase von ca. 1,5 Std.

Spritzbeton

Angestrebt wurde die Sieblinie B 8. Verwandt wurde Portlandzement PZ 45 F. Das Mischungsverhältnis Zuschlag/Zement betrug bei der seitlichen Ergänzung 3,5 : 1 RT und bei der unteren Ergänzung 4 : 1 RT. Hier wurde ein Zement der Güte PZ 35 F eingesetzt. Typisch für das gewählte Trockenspritzverfahren wurde das Wasser vom Düsenführer an der Düse zugegeben. Die Darrprobe ergab einen Feuchtegehalt von 9,95 %.

3.6.2.3 Durchführung der Ergänzungsarbeiten

Ergänzung des Balkens EH, Portlandzementbeton

Das Anbringen der Ergänzung erfolgte im August 1989 derart, daß zunächst die Balkenseitenflächen eingeschalt, danach die Schwellast aufgebracht und anschließend der Ergänzungsbeton eingebracht wurde. Diese Vorgehensweise war nur dort möglich, wo keine Haftbrücke aufgetragen wurde. Das Vornässen erfolgte durch nasse Tücher, die gewährleisteten, daß sich bei Beginn der Betonage die Haftfuge im mattfeuchten Zustand befand. Bild 3.12 zeigt den Balken vor dem Einschalen.

Der Betoniervorgang selbst dauerte 30 Minuten. Die vorhandenen Meßelemente auf der Oberseite des Kernbetons behinderten den zügigen Arbeitsfortschritt. Darüberhinaus standen sie einer herkömmlichen Nachbehandlung im Wege. Diese erfolgte dann derart, daß die Oberfläche der Ergänzungsschicht mit feuchten Tüchern abgedeckt wurde, deren Feuchtezustand durch ständige Wasserzufuhr auf gleichem Niveau gehalten wurde, Bild 3.13.

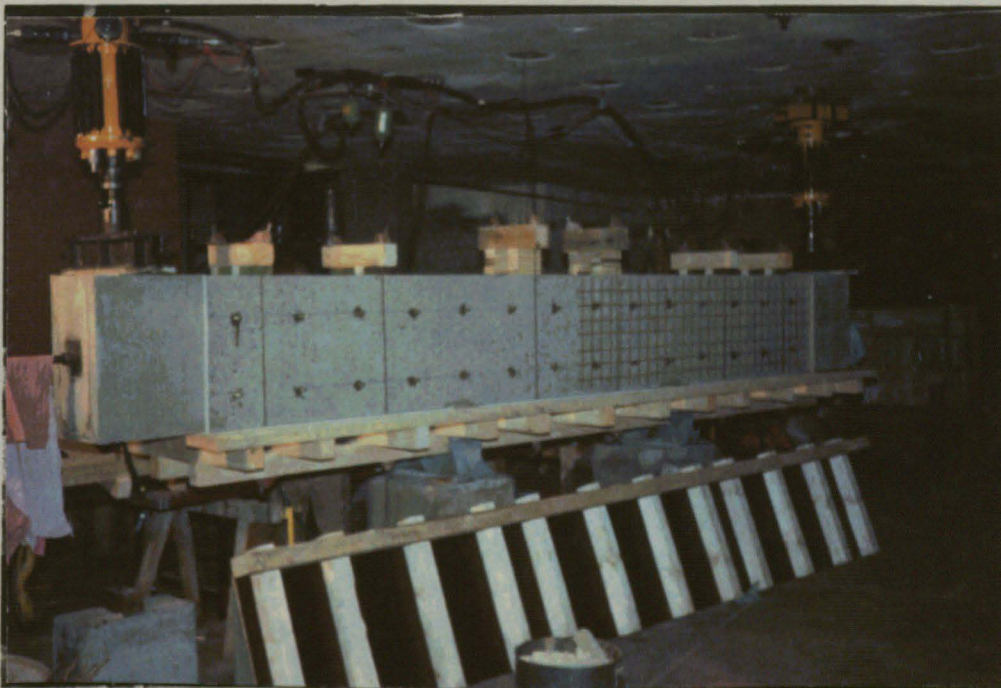


Bild 3.12: Balken EH vor dem Einschalen



Bild 3.13: Nachbehandlung des Balkens EH

Ergänzung des Balkens EI, Portlandzementbeton

In der linken Hälfte des Balkens EI wurde vor der Betonage entsprechend Bild 3.10 eine Haftbrücke angeordnet. Die Seitenschalung war so vorgefertigt, daß sie unmittelbar nach dem Aufbringen der Haftbrücke im Spritzbewurf hochgeklappt, verspannt und mit den Außenrüttlern bestückt wurde. Dieser Vorgang dauerte nach entsprechendem Training lediglich 15 Minuten.



Bild 3.14: Anbringung der Haftbrücke des Balkens EI

Ergänzung des Balkens EK mit dem Betonersatzsystem PCC 3

Der Balken EK wurde im September 1989 mit PCC 3 mit dem in Abschnitt 3.6.1.2.2 geschilderten Kellenverfahren unter Schwellast ergänzt. Bild 3.15 zeigt die Durchführung der Ergänzungsarbeiten.

Das in Säcken gelieferte PCC 3-Fertigmörtelsystem besteht aus Portlandzement, Quarzsand und Kunststoffzusätzen. Die Ausführungsanweisung gemäß ZTV-SIB 87 /4/ sieht vor, daß ein 25-kg-Sack mit 2,5 l Wasser anzumischen ist. Die Gründe für das ausgewählte Auftragen führten dazu, daß bei diesem Mischungsverhältnis (MV) die aufgebrachte Ergänzungsschicht absackte. Daher wurden für die Durchführung dieser Versuche einem Sackinhalt lediglich 2,13 l Wasser beigemengt. Das Mischen erfolgte mit 5-minütiger Mischdauer in einem Zwangsmischer.

Auch für die zugehörige, systemgeprüfte Haftbrücke wurde die empfohlene Wasserzugabe für einen Sackinhalt von 3,8 l auf 3,5 l reduziert.

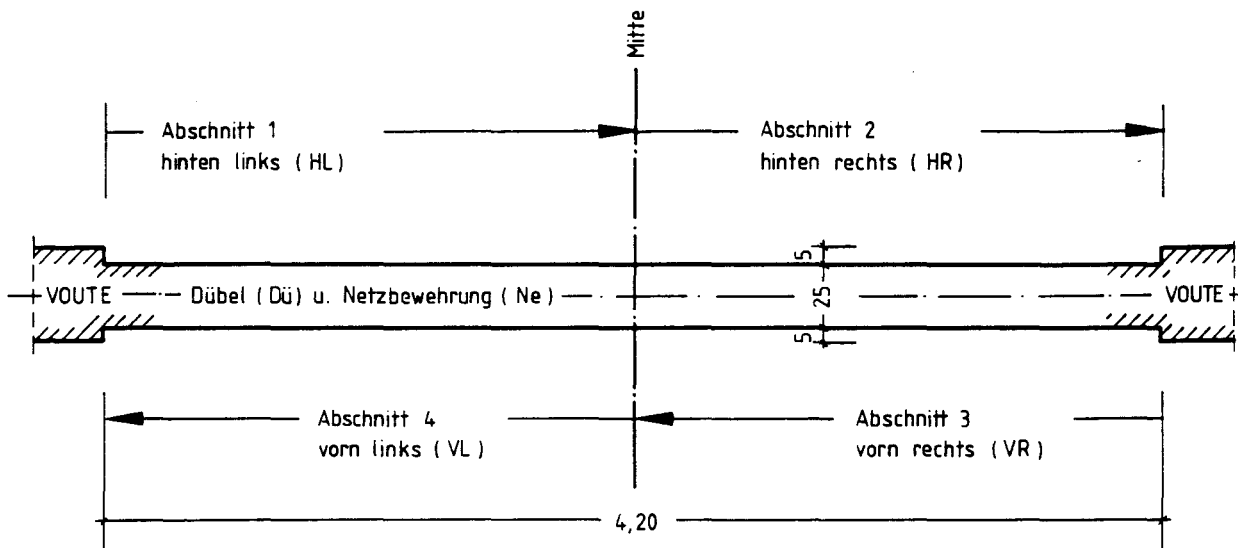
Die Arbeiten wurden vom Personal des Vertreibers durchgeführt.



Bild 3.15: Balken EK, Haftbrücke (links im Bild) mit der 1. Schicht (stehend)

Aus Bild 3.16 geht die Lage der einzelnen Arbeitsabschnitte und aus Bild 3.17 die Applikations- und die Wartezeiten zwischen den einzelnen Arbeitsschritten beim Anbringen der Ergänzungsschicht hervor. Trotz aller Bemühungen, für die vier Arbeitsabschnitte gleiche Arbeitszeiten einzuhalten, gelang dies nur teilweise. Die Begründung ist in erster Linie in dem über die Tageslänge unterschiedlichen Arbeitstempo zu suchen.

Die zugehörigen Begleitplatten wurden am gleichen Tag ergänzt. Hierbei gab es eine Wartezeit von etwa 2,5 Stunden zwischen dem 1. und 2. Anbringen der Ergänzungsschicht. Die Wartezeiten zwischen dem Aufbringen der Haftbrücke und demjenigen der 1. Schicht können Bild 3.17 entnommen werden.



Draufsicht auf den zu ergänzenden Versuchsbalken

Bild 3.16: Arbeitsabschnitte der Ergänzungsschicht (PCC 3) des Balkens EK

	Abschnitt			
	HL Dü-Ne	HR	VR	VL Dü-Ne
Applikationszeit Haftbrücke	9 min	4 min	2 min	9 min
Wartezeiten	21 - 37 min	9 - 25 min	7 - 25 min	25 - 65 min
Applikationszeit 1. Schicht Ergänzung	22 min	25 min	20 min	45 min
Wartezeiten	~ 2:45 h	~ 2:45 h	~ 3:10 h	~ 3:10 h
Applikationszeit 2. Schicht Ergänzung	20 min	40 min	30 min	35 min

Bild 3.17: Applikations- und Wartezeiten bei der Anbringung der Ergänzungsschicht (PCC 3) des Balkens EK

Ergänzung des Balkens EL mit dem Betonersatzsystem PCC 4

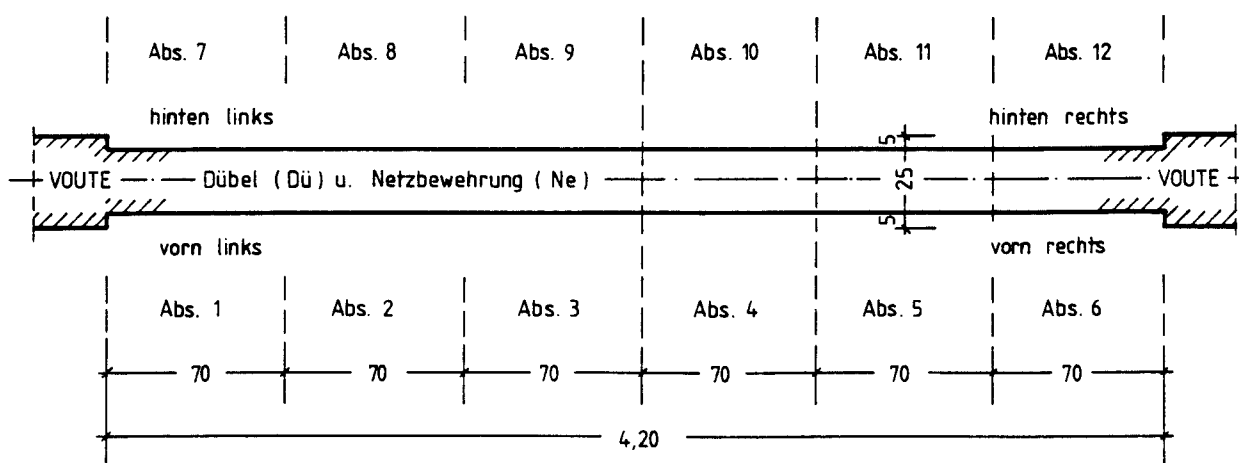
Das PCC 4-Fertigmörtelsystem besteht aus einer Pulverkomponente (25 kg/Sack) und einer Dispersions-Flüssigkomponente, die im MV 10:1 GT gemischt wurden.

Die zugehörige Haftbrücke ist gleicherweise zweikomponentig und im Mischungsverhältnis 6,4:1 GT zu mischen.

Da der Vertreiber des Betonersatzsystems kein Personal für das Anbringen der Ergänzung stellen konnte, wurden die Ergänzungsarbeiten vom Institutspersonal durchgeführt.

Die Vorgehensweise entsprach derjenigen des Balkens EK, es erfolgte lediglich eine Verkürzung der Abschnitte auf 70 cm. Die Lage der einzelnen Ergänzungsabschnitte ist aus Bild 3.18 und die Applikations- und Wartezeiten aus Bild 3.19 zu ersehen.

Bei diesem Balken wurden die Begleitplatten und -körper erst einen Monat später, aber mit gleichem Personal hergestellt. Die in Bild 3.18 angegebenen Zeiten sowie die Stoffzugaben wurden eingehalten.



Draufsicht auf den zu ergänzenden Versuchsbalken

Bild 3.18: Arbeitsabschnitte der Ergänzungsschicht (PCC 4) des Balkens EL

	Abschnitt			
	Abs. 1-3	Abs. 4-6	Abs. 7-9	Abs. 10-12
Applikationszeit Haftbrücke	3 x 1 min	3 x 1 min	3 x 2 min	3 x 2 min
Wartezeiten	5/1/2 min	3 x 1 min	3 x 2 min	3 x 2 min
Applikationszeit 1. Schicht Ergänzung	11/12/13 min	13/10/10 min	10/15/8 min	15/7/10 min
Wartezeiten	99/96/85 min	90/85/82 min	90/99/94 min	96/91/94 min
Applikationszeit 2. Schicht Ergänzung	3 x 8 min	3 x 8 min	3 x 10 min	3 x 10 min

Bild 3.19: Applikations- und Wartezeiten bei der Anbringung der Ergänzungsschicht (PCC 4) des Balkens EL

Ergänzung des Balkens EJ mit Spritzbeton

Die Spritzbetonergänzung des Balkens EJ erfolgte im Oktober 1989. Die Ausführung wurde von einer Fachfirma im Trockenspritzverfahren mit einem Druck von 2 bar vorgenommen.

Auf ein Abziehen der gespritzten Flächen wurde verzichtet, so daß eine wellige Oberfläche vorlag. Die Spritzarbeiten dauerten 1:50 Stunden. Während dieser Zeit erfolgte auch das Spritzen der vier Begleitplatten sowie der Begleitkästen mit den Abmessungen 50/50/12 cm. Diese Kästen dienten sowohl zur Feststellung der Frischbetonrohddichte, der Ermittlung der Betondruckfestigkeit (mittels Bohrkernen) und der nachträglichen Feststellung der Sieblinie und des Zementgehaltes.

Die Rohddichte der Bohrkernne betrug 2,18 bzw. 2,27 kg/dm³.

3.6.3 Ergänzungen der Zugzone durch über Kopf gespritzten Spritzbeton

Bei den bisherigen Untersuchungen wurden die Balken ausschließlich mit einer seitlichen Ergänzung versehen. Die Mehrzahl der Schadensfälle wird je-

doch durch eine Korrosion der Zugzonenbewehrung verursacht, welche eine Abplatzung der Betondeckung der Zugzone zur Folge hat. Bei den im folgenden geschilderten Untersuchungen handelt es sich um Tastversuche für ein inzwischen begonnenes Forschungsvorhaben /11/, welches ausschließlich die Ergänzung im Überkopfspritzen erforscht.

Für diese Tastversuche wurden die beiden Kernbalken EM und EN den in den Abschnitten 3.3 bis 3.5 geschilderten Vorbehandlungen wie Vorspannen, Alterung und Sandstrahlen unterworfen. Für das Anbringen der Ergänzung im unbelasteten Zustand (Balken EM) und unter Schwellbeanspruchung (Balken EN) wurde der in Bild 3.20 dargestellte Versuchsaufbau gewählt.

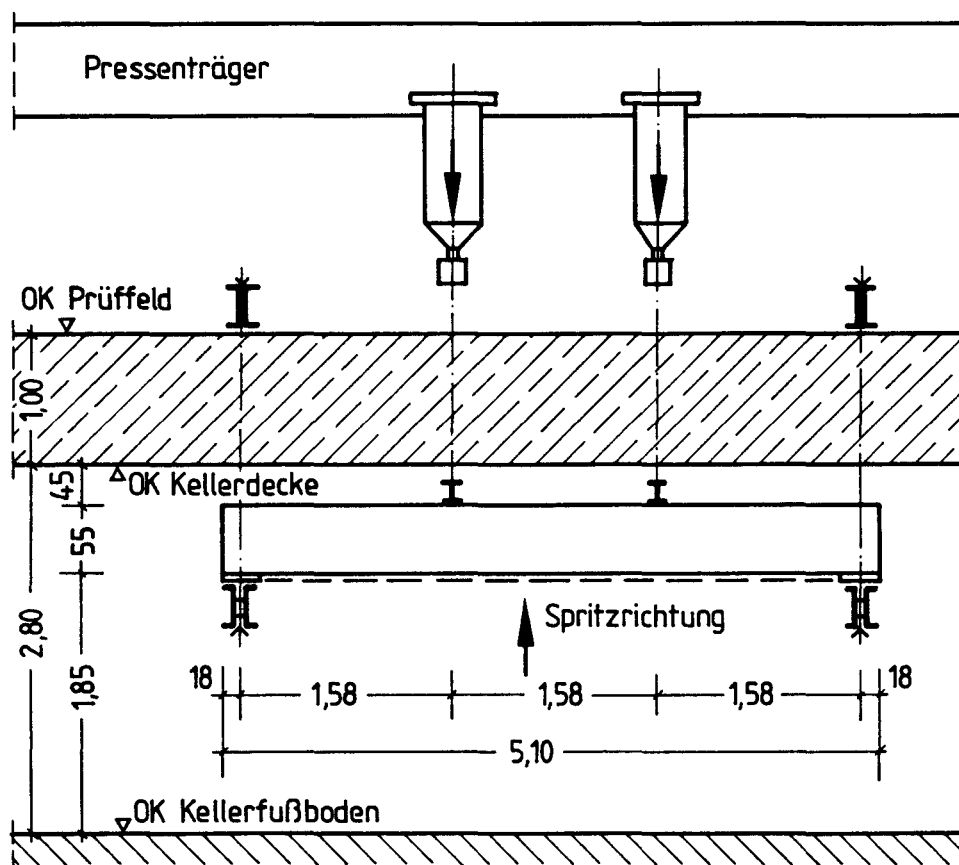


Bild 3.20: Versuchsaufbau für die Ergänzungen der untenliegenden Zugzone

Dieser Versuchsaufbau ermöglichte es, daß der gesamte Zugzonenbereich nicht mit Meßeinrichtungen und sonstigen für das Überkopfspritzen hinderlichen Dingen bestückt war. Andererseits wirkte das gesamte Gewicht der frischen Ergänzungsschicht über vier Meter Stützweite, so daß die Einzellasten für

die Schwelllast von 30 KN (Oberlast) bzw. 12 KN (Unterlast) begrenzt werden mußten. Das ergab maximale Randzugspannungen in Höhe von $2,36 \text{ N/mm}^2$ bzw. Randzugdehnungen von $0,08 \text{ ‰}$ bei einer Schwingbreite von $1,61 \text{ N/mm}^2$.

3.6.3.1 Ergänzung des Balkens EM im unbelasteten Zustand

Der Balken EM wurde im unbelasteten Zustand im Dezember 1989 mit Spritzbeton im Überkopfverfahren ergänzt. Die linke Balkenhälfte war mit Dübeln und Netzbewehrung bestückt.

Die Ergänzungsarbeiten erfolgten durch die beim Balken EJ eingesetzte Fachfirma.

Die Spritzarbeiten, Bild 3.21, dauerten einschließlich der Ergänzung zweier Begleitplatten und der Herstellung eines Probekörpers im Begleitkasten etwa 1:50 Stunden. Die 5 cm dicke Schicht wurde in zwei Schichten aufgetragen. Schon während der Arbeiten haftete der Beton sehr schlecht. Hier löste sich auch nach Beendigung der Arbeiten eine etwa 300 cm^2 große Fläche, Bild 3.22. Sie konnte durch Nachspritzen und mit Hilfe einer kleinen Schalungskonstruktion vor dem Abfallen bewahrt werden.



Bild 3.21: Spritzen des Balkens EM

Nach 5 Tagen wurde die gespritzte Schicht mit einer Feinmörtelschicht geglättet.

Die Frischbetonrohddichte wurde mit $2,26 \text{ kg/dm}^3$ ermittelt. Bei einer Festbetonrohddichte von $2,15 \text{ kg/dm}^3$ ergab sich eine 28-Tage-Druckfestigkeit von lediglich 24 N/mm^2 .



Bild 3.22: Ablösung der gespritzten Schicht im mittleren Bereich des Balkens EM

3.6.3.2 Ergänzung des Balkens EN unter Schwellbeanspruchung

Der Balken EN wurde im Februar 1990 unter Schwellbelastung mit Spritzbeton ergänzt. Die Maximaldurchbiegung unter Oberlast betrug $3,15 \text{ mm}$ und die Durchbiegungsdifferenz $1,6 \text{ mm}$.

Als Zement diente ein PZ 35 F. Das Mischungsverhältnis Zuschlag/Zement betrug 3:1 RT. Die Darrprobe erbrachte einen Feuchtegehalt von $5,71 \%$.

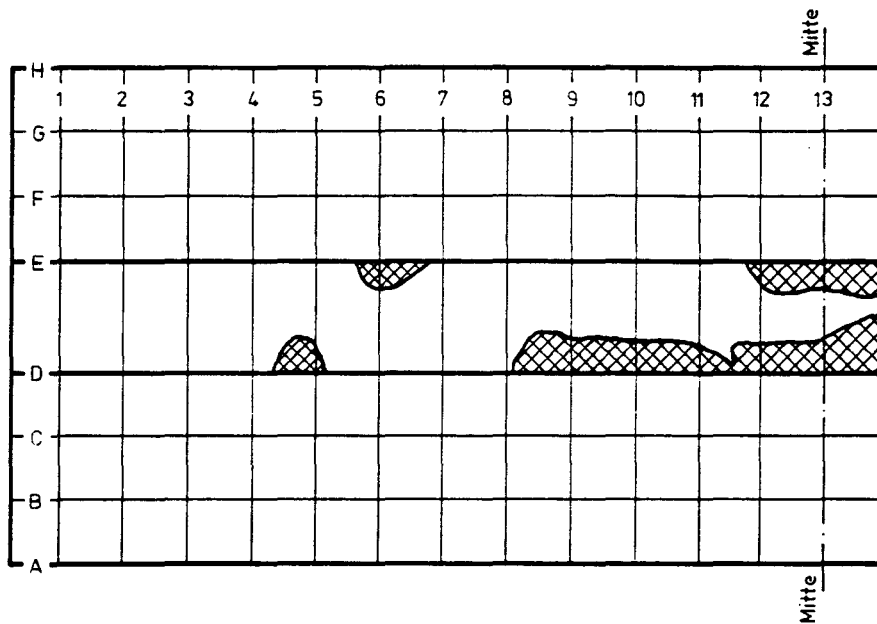
Die Spritzarbeiten dauerten für die 1. Schicht einschließlich der Begleitplatten 13 Minuten. Danach folgte eine dreistündige Pause. Das Aufspritzen der 2. Schicht erfolgte innerhalb von zwölf Minuten.

Nach Beendigung der Spritzarbeiten erfolgte ein schollenartiges Abfallen der Spritzbetonergänzung im mittleren Balkenbereich. Diese Größe des Schädigungsbereiches ist aus den Bildern 3.23 und 3.24 zu ersehen. Die Tiefe der Fehlstellen betrug i.a. 3 cm in einzelnen Fällen 5 cm. In Balkenmitte wurde ein etwa 1,5 mm breiter Riß in der Ergänzungsschicht entdeckt. Bedingt durch den mangelhaften Sanierungserfolg wurde der Balken keiner weiteren Untersuchung unterzogen.

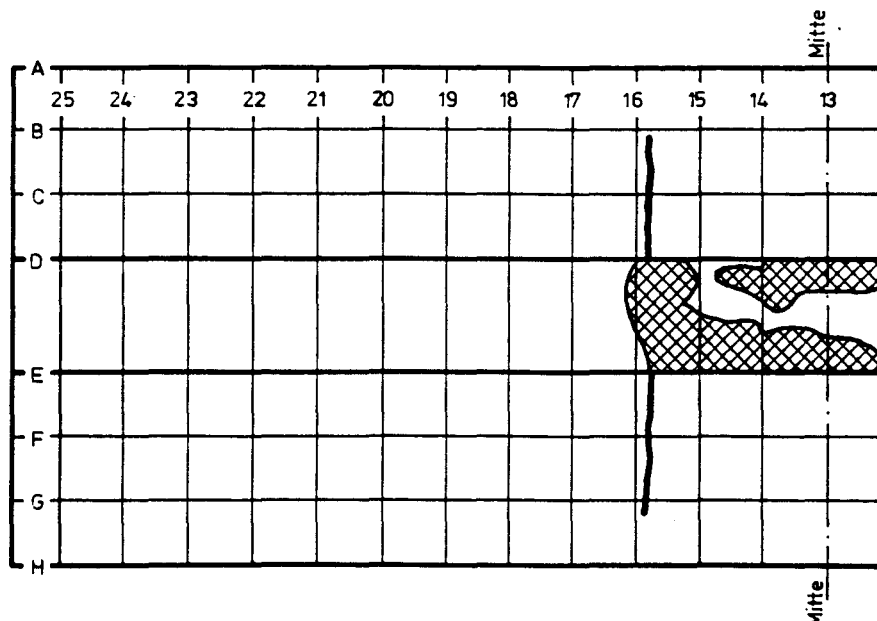


Bild 3.23: Schadstellen des Balkens EN

Die Frischbetonrohddichte wurde mit $2,24 \text{ kg/dm}^3$ festgestellt. Bei einer Festbetonrohddichte von $2,145 \text{ kg/dm}^3$ ergab sich eine 28-Tage-Druckfestigkeit von 47 N/mm^2 .



Linke Balkenhälfte: Dübel und Netzbewehrung



Rechte Balkenhälfte: ohne Dübel und Netzbewehrung

Bild 3.24: Schadensbilder des in der Zugzone unter Schwellast ergänzten Balkens EN

3.6.4 Materialkennwerte der Ergänzungsschichten

Die Materialkennwerte wie Biegezug-, Druckfestigkeit und E-Modul wurden nach DIN 1048 ermittelt. Ihre Ergebnisse können aus Bild 3.25 entnommen werden. Zusätzlich dazu wurden die Druckfestigkeiten der Ergänzungsschichten bei Versuchsbeginn und Versuchsende bestimmt und in Bild 3.25 dargestellt. Außerdem enthält das Bild noch die Rohdichte des Ergänzungsmaterials.

Der Vergleich mit den Materialkennwerten des Normalbetons (Bild 3.6) ergibt bei den Normal- und Spritzbetonen eine gute Übereinstimmung.

Die PCC-Betone besaßen eine mit 61 bzw. 68 N/mm² verhältnismäßig hohe Druckfestigkeit, welche auch entsprechend hohe Biegezugfestigkeiten zur Folge hatte. Lediglich der Ergänzungsbeton PCC 3 besaß mit 3,54 N/mm² eine Festigkeit, welche denjenigen der unmodifizierte Betone entspricht, während die Biegezugfestigkeit des PCC 4 mit 6,12 N/mm² fast doppelt so hoch wie diejenige von Normalbeton ist.

Ergänzungsmaterial	Balken	Lagerung nach DIN 1048 - nach 28 Tagen -				Lagerung wie VB		Rohdichte ρ [kg/dm ³]
		β_{w150} [N/mm ²]	β_{bZ} [N/mm ²]	E [N/mm ²]	β_p [N/mm ²]	β_{w150} [N/mm ²]	VE	
Normalbeton	EH	52	2,63	-	-	45	47	2,27
	EI	56	2,52	-	-	51	62	2,32
PCC 3	EK	61	3,54	30000	53	-	71	2,31
PCC 4	EL	68	6,12	-	-	-	82	2,28
Spritzbeton	EJ	44*	-	-	-	-	*	2,18

VB = Versuchsbalken; VA = Versuchsanfang; VE = Versuchsende

* Zylinderdruckfestigkeit aus Bohrkernen des Spritzkastens

Bild 3.25: Mittelwerte der Festigkeiten des Ergänzungsbetons

4. Kurzzeitversuche mit anschließender Schwellast

4.1 Allgemeines

Der sogenannte Kurzzeitversuch wurde an den ergänzten Balken mit der unter Schwellastbeanspruchung erhärteten Ergänzungsschicht vorgenommen. Dabei wurden die Balken zunächst statisch und dann dynamisch belastet.

Ausgenommen vom Kurzzeitversuch wurde lediglich Balken EN wegen der großen Schädigung seiner Ergänzungsschicht.

4.2 Vorarbeiten und Lastfolge

Nach Beendigung der Ergänzungsarbeiten unter Schwellast wurde diese auch während der folgenden zwei Tage aufrechterhalten, um dadurch einen eventuellen Einfluß von Störungen in der Erhärtungsphase zu berücksichtigen. Die Lastspielzahl betrug hierbei $N = 100.000$ LW. Nach Ablauf dieses Zeitraumes wurde der Balken entlastet und durch Anbringen sämtlicher Meßelemente für den Kurzzeitversuch vorbereitet.

Die Belastungsanordnung wurde nicht verändert (siehe Bild 3.11).

4.3. Belastungsgeschichte

Der eigentliche Kurzzeitversuch begann etwa 14 Tage nach dem Aufbringen der Ergänzung. Er besteht wie bei den Vorgängerversuchen aus einem statischen und einem dynamische Belastungsanteil. Dadurch wurde eine direkte Vergleichsmöglichkeit der Versuchsergebnisse der beschriebenen Serie mit den in /1/ dargestellten Versuchsergebnissen geschaffen.

Im statischen Teil wurde zunächst die Gebrauchslast F_0 in mehreren Laststufen aufgebracht. Diese betrug bei den seitlich ergänzten Balken (Bild 3.11) und beim von unten ergänzten Balken (Bild 3.20) 40 kN je Presse. Diese Gebrauchslast stellt gleichzeitig die Oberlast bei der anschließenden Schwellast dar. Die Größe der Unterlast betrug, wie bei den Vorgängerversuchen, jeweils 40 % der Oberlast, also 16 kN.

Mit Ablauf der Schwellastperiode wurde der Kurzzeitversuch beendet. Bis zum Zeitpunkt des Aufbringens der Dauerlast im Freien lagerten die Versuchsbalken unter Normalklima in der Versuchshalle.

4.4 Meßeinrichtung

Eine Übersicht über die angebrachten Meßstellen zeigt Bild 4.1. Da der Monolith E10 als Vergleichsbalken sowohl für die Balken mit seitlicher Ergänzung als auch für jene mit unterer Ergänzung diente, wurde er mit einer größeren Anzahl von Meßstellen bestückt.

	Monolith	Seitliche Ergänzung	Ergänzung der Zugzone
Balken Nr.	E10	EH, EI, EJ, EK, EL	EM, EN
Lage der Zugzone	oben	oben	unten
Anzahl der Weggeber	11	11	10
Anzahl der SDM-Meßstellen	30	22	26
oben	12	12	6
Seite	12	4	8
unten	6	6	12
Anzahl der DMS	36	24	24
oben	18	18	6
unten	18	6	18

Bild 4.1: Übersicht über die Meßstellen

Nach Beendigung der Laststufenaufbringung der statischen Beanspruchung sowie zu Beginn und nach Abschluß der Schwellbeanspruchung wurden Dehnungen, Verformungen und Rißbreiten der Balken gemessen sowie die Rißbilder aufgezeichnet.

Die Messung der Betonranddehnungen erfolgte sowohl mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) als auch mit Setzdehnungsmessern (SDM), mit einer Meßbasis von 50 cm. Die Anordnung dieser Meßelemente ist aus den Bildern 4.2 bis 4.5 zu ersehen.

Die Verformungen des Balkens unter Belastung wurden mit Weggebern elektronisch gemessen; deren Anordnung ist aus den Bildern 4.6 und 4.7 ersichtlich.

Die Messung der Rißbreiten erfolgte an festgelegten Stellen (siehe Anhang) mit einer Videokamera.

Sämtliche Meßergebnisse werden in Abschnitt 7 dargestellt und beurteilt.

4.5 Nebenkörper und Begleitplatten

Zu Beginn des Kurzzeitversuches der jeweiligen Balken wurde mit Hilfe der Nebenkörper die Materialkennwerte des etwa ein Jahr alten Kernbetons bestimmt.

Soweit aus den Materialien der Ergänzungsschicht Nebenkörper hergestellt wurden, erfolgte deren Prüfung nach 28 Tagen.

Zur Ermittlung der Haftzugfestigkeiten zwischen Kernbeton und Betonersatzsystem wurden den Begleitplatten Bohrkerne des Durchmessers 50 mm entnommen, parallel abgelängt, so daß die zu untersuchende Fuge zwischen Kern- und Ergänzungsbeton etwa in Kernmitte lag. Anschließend erfolgte eine zentrische Zugprüfung zur Bestimmung der Zugfestigkeit.

Die Ergebnisse der Nebenkörper und der Begleitplatten sind in Abschnitt 7 zusammengefaßt.

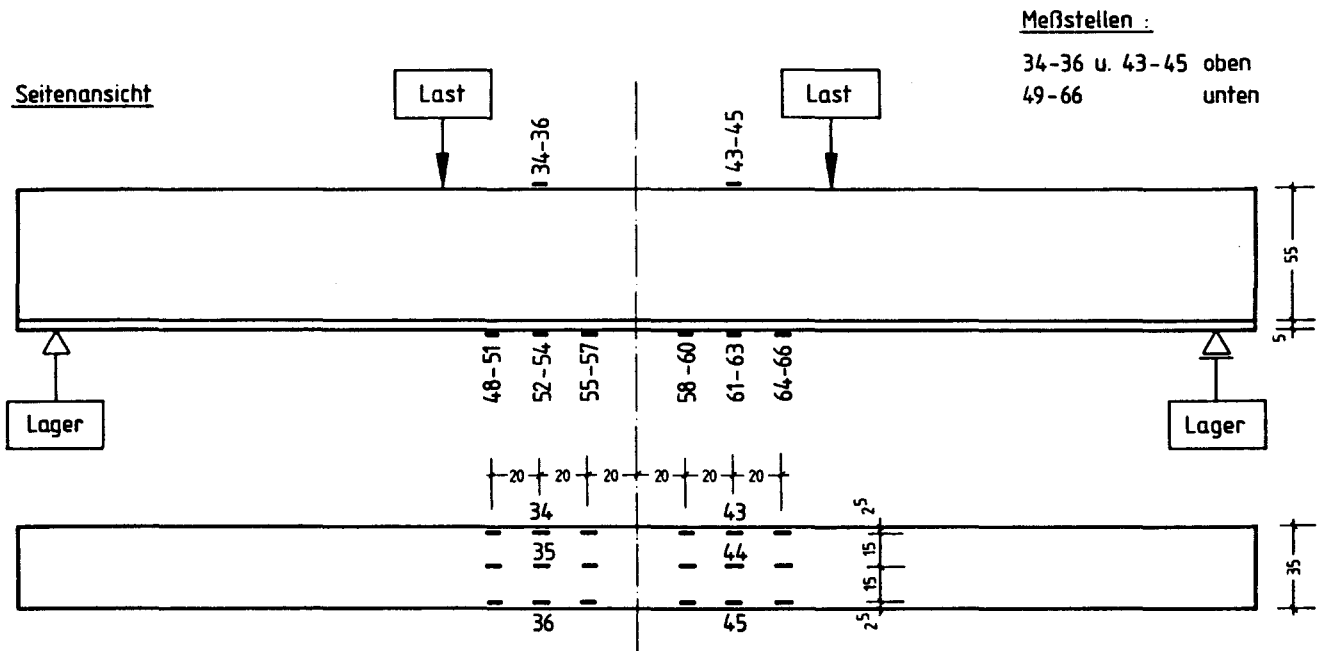


Bild 4.4: Anordnung der DMS-Meßstellen am Balken EM nach der Ergänzung der Zugzone von unten

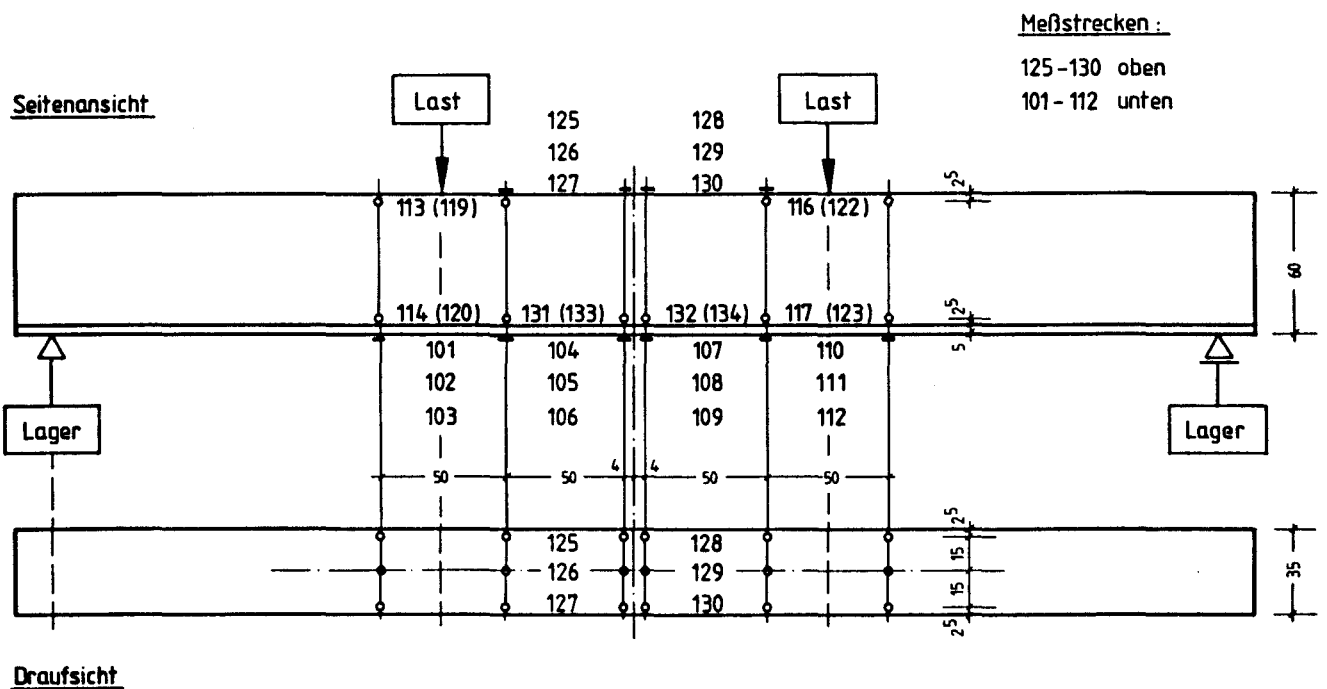


Bild 4.5: Anordnung der SDM-Meßstrecken am Balken EM nach der Ergänzung der Zugzone von unten

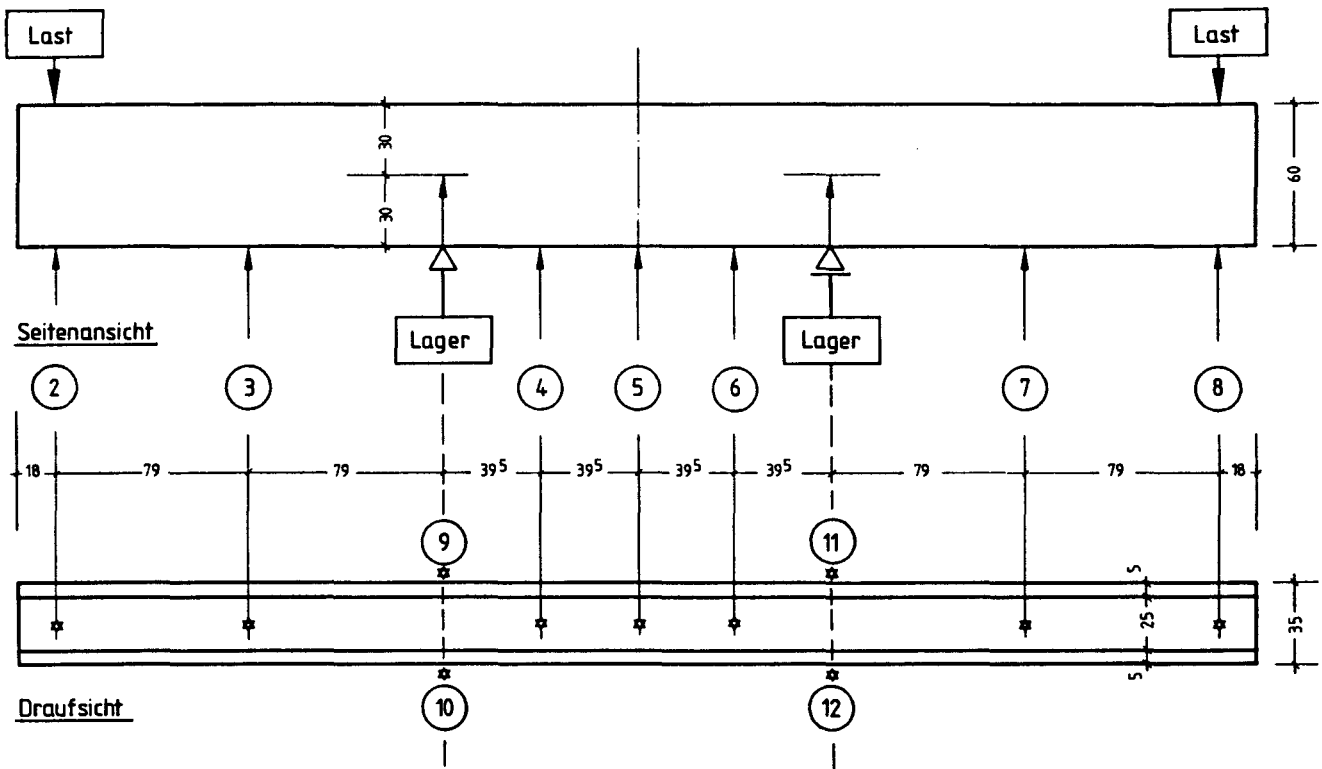


Bild 4.6: Anordnung der Weggebermeßstellen an den Balken mit seitlicher Ergänzung und am Monolith E10

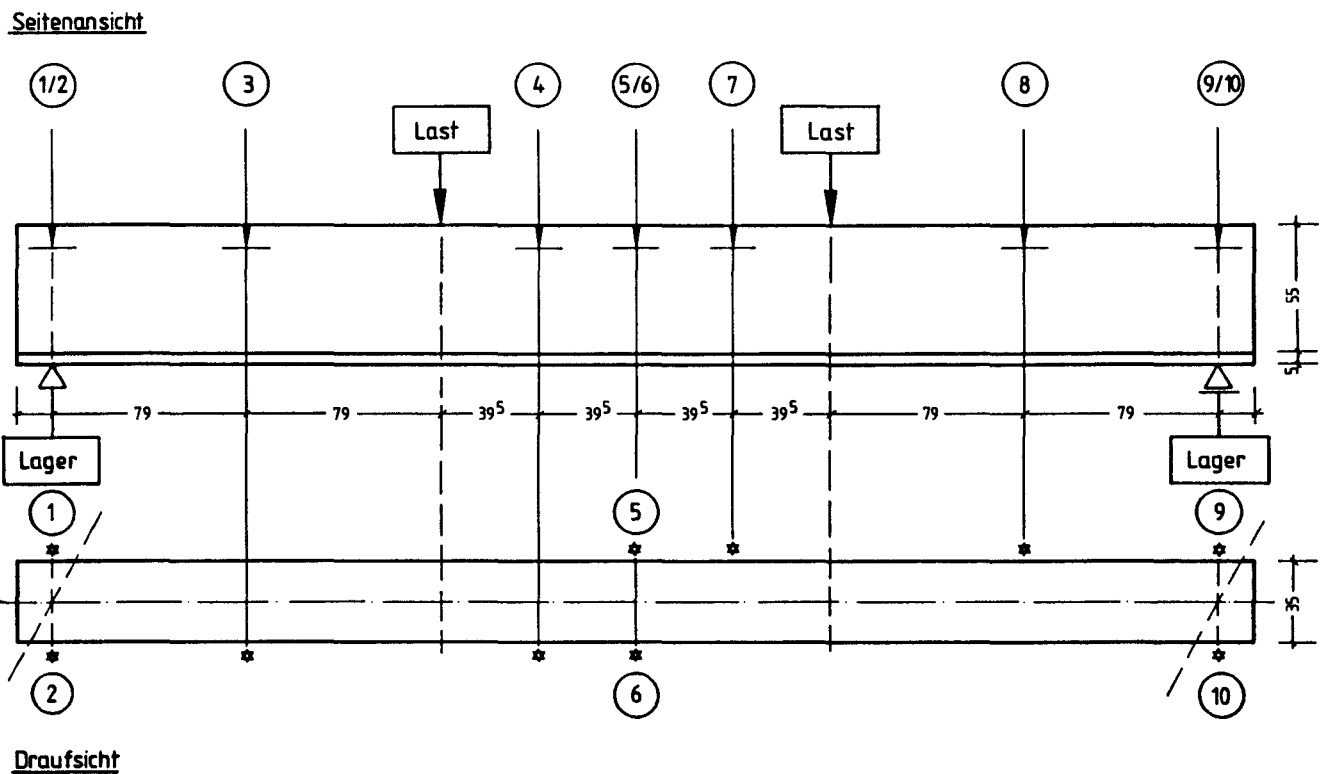


Bild 4.7: Anordnung der Weggebermeßstellen am Balken EM nach Ergänzung der Zugzone von unten

5. Auslagerung der Versuchsbalken unter Dauerlast

5.1 Allgemeines

In Anlehnung an das in /1/ dargestellte Untersuchungsprogramm wurden die Balken im Freien einer mehr als einjährigen Dauerlast unterworfen. Diese begann im Juli 1990 und endete im Oktober 1991. Vor der Auslagerung wurden die bereits entstandenen Risse mit wasserfester Farbe markiert.

5.2 Belastung

Zwecks Aufbringung der Dauerlast wurden die acht Versuchsbalken zu vier Balkenpaaren zusammengespant. Die Zusammenstellung der Einzelbalken in dieser Belastungsanordnung geht aus Bild 5.1 hervor. Bild 5.2 zeigt die im Freien aufgestellte Belastungsanordnung, bei der die Lasteintragung über Spannstangen und Quertraversen erfolgte. Die Stangen wurden derart gespannt, daß je Balkenpaarende die Gebrauchslast in Höhe von 40 kN aufgebracht wurde. Dies gilt auch für den Balken EM, der mit dem Balken EN, dessen Versuchsdurchführung wegen der erwähnten Schädigung vorzeitig beendet wurde, zusammengespant war.

Balkenpaar Nr.	Ergänzungen	Lage der Einzelbalken	
		oben	unten
1	Spritzbeton/ Monolith	EJ	E10
2	über Kopf ergänzte Balken	EN	EM
3	PCC-Beton	EK	EL
4	Normalbeton	EH	EI

Bild 5.1: Zuordnung der Balken während der Auslagerung

Zum Ausgleich der zu erwartenden Kriech- und Temperaturverformungen war jede Spannstange mit einem Paket Tellerfedern verbunden; eine Korrektur der äußeren Lasten unterblieb jedoch.

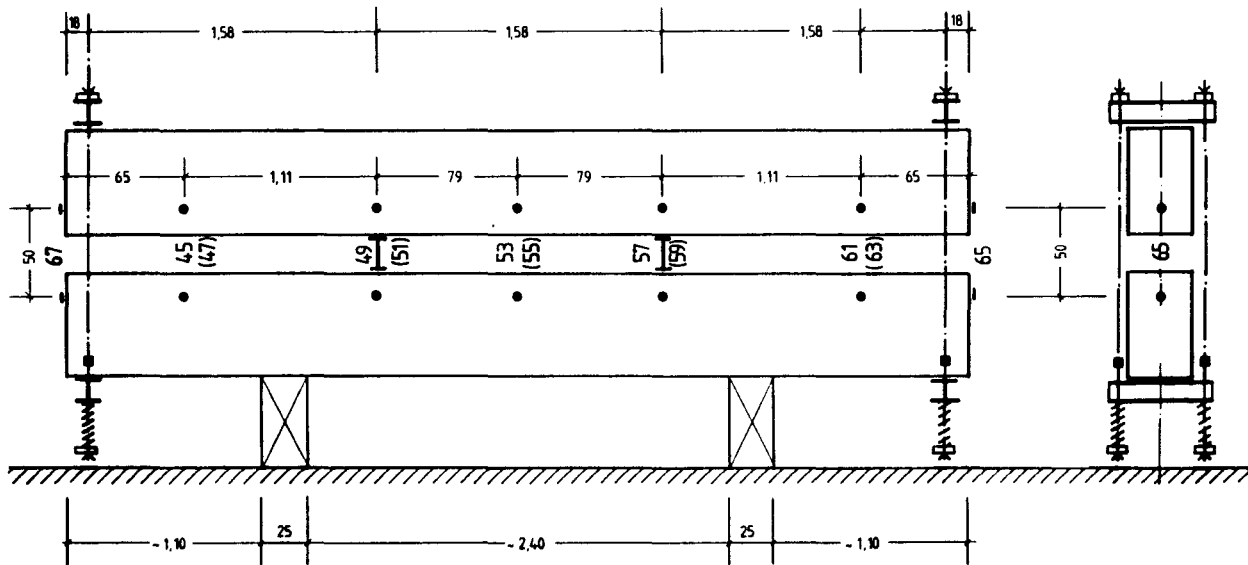


Bild 5.2: Versuchsstand im Freien; Belastungskonstruktion und Meßstrecken für die Durchbiegungsmessung

5.3 Meßeinrichtung

Die Verformungen des Balkens setzen sich aus einem lastabhängigen und einem lastunabhängigen Anteil zusammen. Die letztgenannte Komponente wird durch Schwinden und Kriechen und die Außentemperatur beeinflusst. Eine genaue Aufteilung der gemessenen zeitabhängigen Verformung in die einzelnen Anteile ist bedingt durch schwankende Außentemperaturen und Witterungsverhältnisse nicht möglich. Trotzdem erfolgte eine zeitabhängige Messung der Balkenbiegung an fünf Terminen, nämlich im Juli 1990 unmittelbar nach der Lastaufbringung, im September 1990, im Januar 1991, im April 1991 und im Oktober 1991 unmittelbar vor der Entlastung. Um die Meßergebnisse richtig interpretieren zu können, wurden die dabei herrschenden Temperaturen aufgezeichnet.

An den vorstehend genannten Terminen erfolgte die Bestimmung der Randdehnungen, der Durchbiegungen, der Rißbreiten sowie der Dehnungen der Spannstrangen der Belastungskonstruktion.

Bild 5.2 zeigt die Anordnung der Meßstrecken. Zur Bestimmung der Balkendurchbiegungen wurde, wie in /1/ dargestellt, die Veränderung des Balkenabstandes und damit die gemeinsame Verformung beider Balken gemessen.

Neben der Messung der Balkenverformung erfolgte eine Bestimmung der Randfaserdehnungen des Betons ebenfalls mit einem 50-cm-Setzdehnungsmesser. Die Meßstrecken entsprachen bei den obenliegenden Balken jenen der Kurzzeitversuche (Bilder 4.3 und 4.5). Bei den untenliegenden Balken wurde die Meßstrecke am unteren Rand der Seitenflächen angeordnet (siehe Bild 5.3).

Die Dehnung der Spannstangen wurde mit Dehnungsmeßstreifen gemessen.

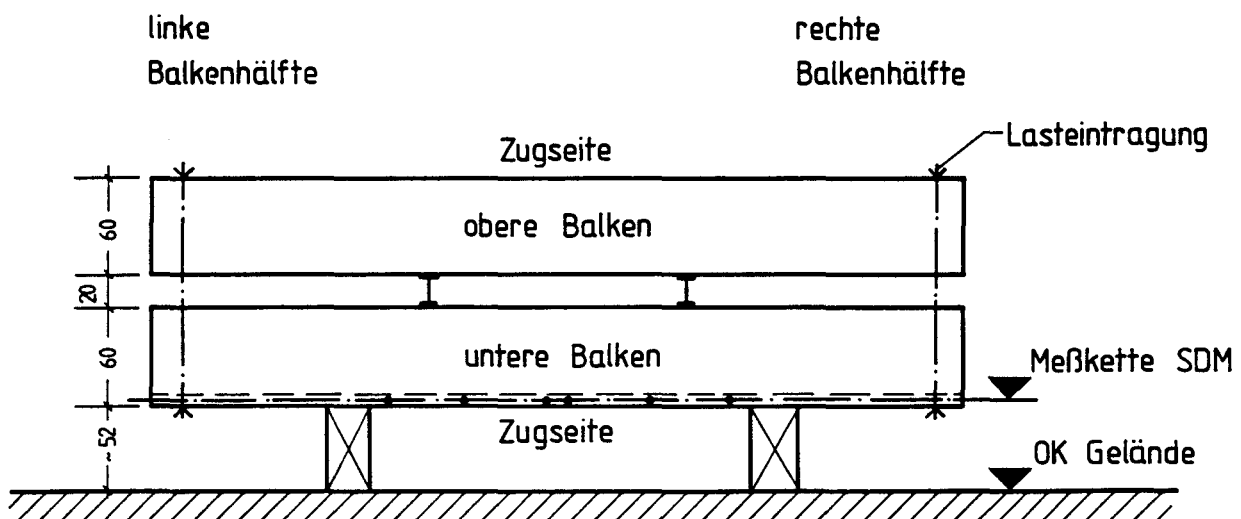


Bild 5.3: Zusätzliche Meßstrecken an den Balkenseitenflächen der unteren Balken

6. Bruchversuche

Nach Beendigung der Dauerlast bzw. der Auslagerung erfolgten die Bruchversuche. Diese wurden in den für die Kurzzeitversuche errichteten Prüfstand im Instituts Keller durchgeführt (vgl. Bild 3.11).

Die Bruchversuche an den sieben Einfeldbalken erstreckten sich über einen Zeitraum von vier Monaten.

Einheitlich wurden sämtliche Balken zunächst mit einer Einzellast in Höhe von $F_0 = 40 \text{ kN}$ (Gebrauchslast) je Kragarm statisch belastet. Eine dynamische Beanspruchung mit einer Oberlast von 40 kN und einer Unterlast von 16 kN mit $N = 200\,000$ Lastspielen schloß sich an. Die Bruchlast wurde schließlich durch stufenweise Erhöhung der Kragarmlasten erreicht.

Es war Ziel des Forschungsvorhabens, zum einen die Wirksamkeit verschiedener Ergänzungsstoffe und -arten zu untersuchen, aber auch durch Vergleich der Ergebnisse mit denjenigen der Vorgängerversuche /1/ die Auswirkung der Schwellast beim Auftragen der Ergänzungen auf den Sanierungserfolg feststellen zu können.

Die in /1/ dargestellten Bruchlastergebnisse beruhten auf einer kraftgesteuerten Aufbringung der Versuchslast. Die Kraftverformungskurven der einzelnen Balken unterschieden sich nur unwesentlich voneinander. Um Unterschiede zwischen den einzelnen Ergänzungssystemen, vor allem hinsichtlich ihrer Duktilität deutlich herauszustellen, erfolgte bei dieser Serie die Lastaufbringung nur bis zu einer Last von 85 % der voraussichtlichen Bruchlast in Kraftsteuerung. Der restliche Teil des Lastverformungsdiagramms wurde durch Wegsteuerung gewonnen.

Sämtliche Ergebnisse der Bruchlastversuche einschließlich der Ergebnisse der Nebenkörper- und der Begleitplattenversuche sind in Abschnitt 7 zusammengestellt.

Nach Beendigung der Bruchversuche wurden den Versuchsbalken Bohrkerne entnommen, um an ihnen die Haftzugfestigkeit zu ermitteln. Die Entnahmestellen sind in Bild 6.1 dargestellt, wobei die vier waagerechten Rasterlinien die Zugzone (Z1 und Z2) und die Druckzone (D1 und D2) und die senkrechten Ra-

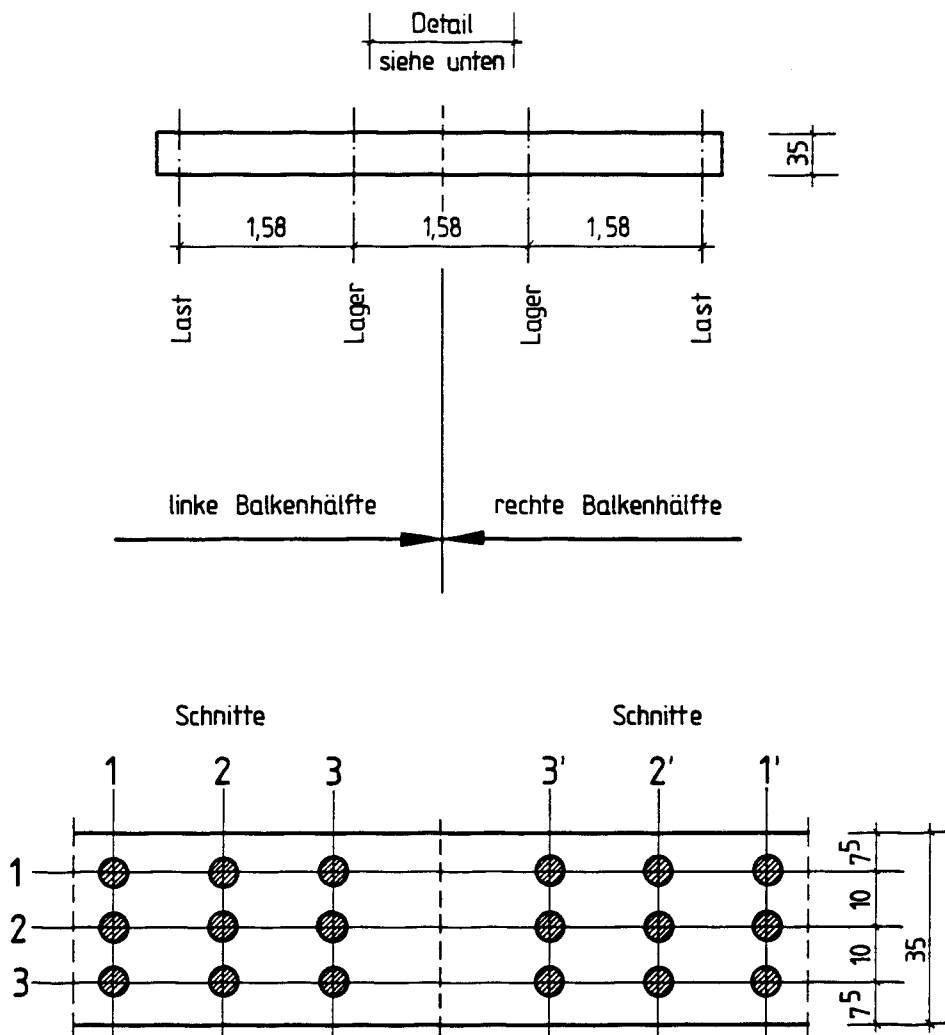


Bild 6.2: Bohrkernentnahmestelle des in der Zugzone ergänzten Balkens
- Draufsicht von unten -

7. Ergebnisse

7.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt sind für die seitlich ergänzten Balken die Ergebnisse des in Abschnitt 4 beschriebenen Kurzzeitversuches, der in Abschnitt 5 beschriebenen Auslagerung und der in Abschnitt 6 dargestellten Bruchversuche zusammengefaßt und mit den Ergebnissen der Vorgängerversuche verglichen. Ein umfassender Vergleich mit den in /1/ dargestellten Ergebnissen erfolgt in Abschnitt 8.

7.2. Rißbildungen

Die Bildung der Risse und ihre Weiterentwicklung wurden über die gesamte Versuchsdauer fortlaufend aufgezeichnet und gemessen. Die Ergebnisse sind im Anhang dargestellt (Bilder R1 bis R42). Bei den Bildern ist jeweils die Abwicklung der Zugzone und der Seitenflächen nur einer Balkenhälfte dargestellt.

Zur besseren Beurteilung der Rißentwicklung werden diese Rißbilder in zwei Gruppen unterteilt. Die Bilder der ersten Gruppe, Bild R17 bis R28, zeigen sowohl die Risse, die unter Gebrauchslast im sogenannten Kurzzeitversuch entstanden sind als auch diejenigen, die sich während der Auslagerung unter Dauerlast gebildet haben. Dabei sind letztere gestrichelt dargestellt.

Die Bilder der zweiten Gruppe, Bild R29 bis R42, zeigen das Rißbild, welches sich nach Beendigung des in Abschnitt 6 beschriebenen Bruchversuches ergab.

7.2.1 Vergleich der Rißbilder der verschiedenen Ergänzungen

Bei den mit Normalbeton ergänzten Balken entstanden zunächst im Kurzzeitversuch 2 bis 3 Risse, Bild R17 bis R20, die sich am Zugrand über die gesamte Querschnittsbreite erstreckten und an den Seitenflächen bis zur Nulllinie weiterliefen. Während der Auslagerung unter Gebrauchslast kamen einige Risse hinzu.

Der mit Spritzbeton seitlich ergänzte Balken zeigte nach dem Kurzzeitversuch ein wenig ausgeprägtes Rißbild, wobei die Aufzeichnungen durch die spritzraue Seitenfläche erschwert wurden (Bild R21 und R22). Im Bruchlastversuch konnte jedoch ein netzartiger Rißverlauf in der Ergänzungsschicht festgestellt werden (Bild R33 und R34).

Demgegenüber zeigte der im unbelasteten Zustand über Kopf gespritzte Balken auf der Spritzfläche eine Vielzahl kleiner Risse (Bild R27 und R28), deren Anzahl bei höherer Last zunahm. Dabei entwickelten sich auf der Seitenfläche des Kernbetons 3 bis 4 durchgehende Risse (Bild R39 und R40).

Bei den Versuchsbalken mit polymermodifiziertem Beton ergänzten Flächen bildeten sich während der Auslagerung unter Gebrauchslast Netzzrisse in der Ergänzungsschicht (Bild R23 bis R26), die fast schon als regelmäßig bezeichnet werden können. Das gilt jedoch nur für den PCC 3. Beim PCC 4 trat dieser Effekt erst während der Lasterhöhung im Bruchlastversuch auf. Bei beiden Balken wurden Ablösungsrisse zwischen Kern- und Ergänzungsbeton festgestellt.

Der monolithische Vergleichsbalken zeigte während des Kurzzeitversuchs und der anschließenden Auslagerung unter Gebrauchslast keine Risse. Im Bruchversuch entstand ein Rißbild, das demjenigen des mit Normalbeton ergänzten Balkens ähnelte.

7.2.2 Rißbreiten

Einen Überblick über die Rißbreiten im Ergänzungsbeton vermittelt Bild 7.1. Es listet sowohl die größten Rißbreiten w_{\max} als auch die mittleren Rißbreiten w_m auf, die im Bruchversuch sowohl unter einfacher als auch unter zweifacher Gebrauchslast gemessen wurden. Die Wirksamkeit der einzelnen Parameter wie Haftbrücke, Dübel und Netzbewehrung ist hier nicht berücksichtigt. Sie geht aus Bild 7.2 hervor, in der nicht nur die Rißmessungen am Ergänzungsbeton, sondern auch am Kernbeton ausgewertet wurden.

Die Entwicklung der Rißbreiten ist dem Anhang zu entnehmen. In den Bildern R1 bis R14 sind die unter Gebrauchslast, Dauerlast und im Bruchversuch ermittelten mittleren und maximalen Rißbreiten enthalten. Zusätzlich sind die

entsprechenden Meßwerte im Bruchversuch unter zweifacher Gebrauchslast angegeben.

Ergänzung	w [mm/100]			
	Fo [kN]		2 x Fo [kN]	
	w _{max}	w _m	w _{max}	w _m
Normalbeton	30	18	39	23
PCC 3	54	30	85	49
PCC 4	40	22	67	41
Spritzbeton	34	25	28	29
Spritzbeton über Kopf am unbel. Balken gespritzt	22	14	39	21

Bild 7.1: Übersicht über die Rißbreiten des Ergänzungsbetons im Bruchversuch

Es wurden dabei sämtliche Risse berücksichtigt, die sich zwischen den Rasterlinien 6 und 20 gebildet hatten, sofern sie breiter als 0,05 mm waren. Sie wurden an den Rißmeßlinien gemessen, die aus den Bildern R15 und R16 ersichtlich sind.

7.2.3 Vergleich der Rißbreiten der einzelnen Ergänzungen

Aus Bild 7.1 geht hervor, daß sich die Rißbreiten in den Ergänzungsschichten aus Normalbeton und Spritzbeton nicht wesentlich unterscheiden. Dies betrifft sowohl die maximalen (0,30 bzw. 0,34 mm) als auch die mittleren Rißbreiten (0,18 bzw. 0,25 mm) unter Gebrauchslast. Auch bei der doppelten Gebrauchslast sind die Unterschiede in der Rißbreite nicht bedeutend.

Ergänzungsart	Parameter	w im Kernbeton				w im Ergänzungsbeton			
		Fo [kN]		2x Fo [kN]		Fo [kN]		2x Fo [kN]	
		w _{max}	w _m	w _{max}	w _m	w _{max}	w _m	w _{max}	w _m
Monolith	-	7	7	34	20	keine Ergänzung			
Normalbeton	Dü-Ne-Na	16	13	24	17	16	10	30	12
Normalbeton	Dü-Na	12	12	26	22	26	10	40	13
Normalbeton	Ha-Na	16	12	40	28	34	25	60	37
Normalbeton	Na	12	12	20	18	30	26	40	30
PCC 3	Ha-Dü-Ne-Na	14	11	22	17	52	27	72	38
PCC 3	Ha-Na	24	16	34	23	56	33	98	59
PCC 4	Ha-Dü-Ne-Na	10	10	16	13	28	20	38	30
PCC 4	Ha-Na	13	13	26	16	52	24	96	51
Spritzbeton seitlich	Dü-Ne-Na	12	12	16	14	32	30	36	32
Spritzbeton seitlich	Na	15	15	32	23	36	19	52	25
Spritzbeton über Kopf	Dü-Ne-Na	nicht gemessen				26	14	50	21
Spritzbeton über Kopf	Na	nicht gemessen				18	13	28	20

Fo = Gebrauchslast, w_{max} = maximale Rißbreite, w_m = mittlere Rißbreite

Bild 7.2: Rißbreiten im Kernbeton und im Ergänzungsbeton in Abhängigkeit von den Ergänzungsparametern im Bruchversuch

Dagegen zeigt der Vergleich zwischen den polymermodifizierten Betonen PCC 3 und PCC 4, daß bei ersterem größere Rißbreiten festzustellen sind, soweit es die Größtrißbreiten unter Gebrauchslast (bis 0,54 mm) als auch die mittleren Rißbreiten mit 0,41 bis 0,49 mm unter zweifacher Gebrauchslast betrifft.

Gibt Bild 7.1 lediglich Durchschnittswerte für die Rißbreiten der einzelnen Ergänzungsarten wieder, läßt sich aus Bild 7.2 der Einfluß der Ergänzungsparameter auf das Rißverhalten ablesen. Dabei werden neben den Rissen im Ergänzungsбетон auch diejenigen im Kernбетон betrachtet und denjenigen des Vergleichsbalkens gegenübergestellt.

Aus Bild 7.2 ergibt sich, daß die Rißbreiten der ergänzten Balken im Kernбетон unter Gebrauchslastbeanspruchung wesentlich größer als diejenigen des monolithischen Balkens sind. Erst bei doppelter Gebrauchslastbeanspruchung gleichen sich die Werte an.

Hinsichtlich der Wirksamkeit der Ergänzungsparameter wurde aufgrund der Rißuntersuchung folgendes festgestellt:

Unter Gebrauchslast wirken seitliche Ergänzungsschichten noch nicht voll mit. Bei Ergänzungen mit Normalбетон ergibt die Parameterkombination Dübel-Netzbewehrung-Nachbehandlung (Dü-Ne-Na) die besten Ergebnisse, während die Anwendung einer Haftbrücke das Rißverhalten ungünstig beeinflußt.

Bei den Spritzбетонergänzungen der Balkenseitenflächen ergaben sich bei Anordnung von Dübel und Netzbewehrung kleinere Rißbreiten als ohne diese konstruktive Maßnahme. Bei der über Kopf aufgetragenen Spritzбетонergänzung der Unterseite wurde durch die Anordnung einer Netzbewehrung die Rißbreite jedoch negativ beeinflußt.

Dagegen beeinflussen Haftbrücke, Dübel und Netzbewehrung bei beiden polymermodifizierten Betonen PCC 3 und PCC 4 die Rißbildung günstig.

7.3 Durchbiegungen

Im statischen Einfeldsystem mit Kragarm werden sich bei den vorliegenden Stützweiten an den Kragarmenden die größten Verformungen einstellen, so daß es für die nachfolgenden Untersuchungen genügt, deren Größe zu vergleichen.

7.3.1 Durchbiegung bei Aufbringung der Ergänzungsschicht

Bevor die Sanierung der Versuchsbalken erfolgte, wurden deren Kragarmdurchbiegungen unter Gebrauchslast gemessen. Die Ergebnisse sind in Bild 7.3 wiedergegeben.

Daraus ergibt sich eine annähernd gleiche Verformung der Balken EH, EJ und EL. Lediglich der Balken EK (Ergänzung durch PCC 3) zeigte eine um etwa 25 % höhere Durchbiegung.

Nach dem Anbringen der Ergänzungsschicht und der zweitägigen Erhärtungsphase erfolgte die Messung der bleibenden Verformungen an den Kragarmenden. Diese wurden in den Last-Verformungskurven der Kurzzeitversuche, siehe Abs. 7.3.2, berücksichtigt.

Balken	spätere Ergänzung	linker Kragarm		rechter Kragarm	
		Last[kN]	f [mm]	Last[kN]	f [mm]
EH	B45	40	1,65	40	1,27
EI	B45	nicht gemessen		nicht gemessen	
EJ	Spritzbeton	40	1,58	40	1,30
EK	PCC 3	40	2,18	40	1,95
EL	PCC 4	40	1,63	40	1,44

Bild 7.3: Durchbiegungen der Kragarmenden vor der Sanierung

7.3.2 Durchbiegungen während des Kurzzeitversuchs

Die Bilder 7.4 bis 7.9 zeigen die im Kurzzeitversuch ermittelten Verformungen. Wie in Abschnitt 4 beschrieben, wird der Kurzzeitversuch an den ergänzten Balken vorgenommen. Dargestellt sind die Last-Verformungskurven der beiden Kragarmenden, weil durch Vergleich dieser Kurven die Unterschiede zwischen den verschiedenen Ergänzungsverfahren am deutlichsten herausgestellt werden können. In den Bildern sind auch die entsprechenden Werte aus

/1/ enthalten, so daß ein Bild aus insgesamt vier Kurven besteht. Durch dieses Darstellungssystem wird der Einfluß der Schwellbelastung bei der Aufbringung der Ergänzungsschicht auf das Verformungsverhalten sichtbar.

Bei den Betonen mit Kunststoffzusatz (Bild 7.6 und 7.7) ist folgendes anzumerken. Wie schon vorhergehend ausgeführt sind die hier verwandten PCCs nicht identisch mit den bei den Vorgängerversuchen eingesetzten Betonen mit Kunststoffzusätzen. Der Vergleich der Stoffkennwerte ergibt jedoch, daß der PCC 4 mit dem PCC 1 aus /1/ vergleichbar ist. Für den PCC 3 wurde die Stoffbasis vom Hersteller/Vertreiber nicht vollständig angegeben. Für die nachfolgenden Betrachtungen wurde der PCC 3 mit dem PCC 2 aus /1/ verglichen.

Neben den Bildern 7.4 bis 7.9 sind einige für die Beurteilung notwendigen Ergebnisse in Bild 7.10 zusammengefaßt. Hier sind die Verformungswerte unter Gebrauchslast vor und nach den 10^5 Lastwechseln des Kurzzeitversuchs dargestellt.

Die Diagramme zeigen, daß sich der mit PCC 3 ergänzte Balken am stärksten durchbiegt. Dabei fördert die Anbringung von Dübeln und das Einlegen einer Netzbewehrung offensichtlich noch diese Tendenz.

Wie die Ergänzungen im unbelasteten Zustand haben bei Instandsetzung unter Schwellast offensichtlich die Ergänzungsparameter keinen entscheidenden Einfluß auf den Erfolg der Maßnahme. Vergleicht man die Verformung der unter Schwellast ergänzten Balken mit den unter statischer Beanspruchung ergänzten, zeigt sich folgender Sachverhalt:

Die Stoff- bzw. Auftragsart der Ergänzung übt offensichtlich auf das Verformungsverhalten und damit das Verbundverhalten eine große Rolle aus. So wirkt sich bei Ergänzung aus Normalbeton die Schwellasteinwirkung während der Erhärtungsphase am geringsten und bei PCC - Ergänzungen am stärksten aus. Die Verformungszunahme der mit Spritzbeton ergänzten Balken liegt zwischen diesen Grenzwerten.

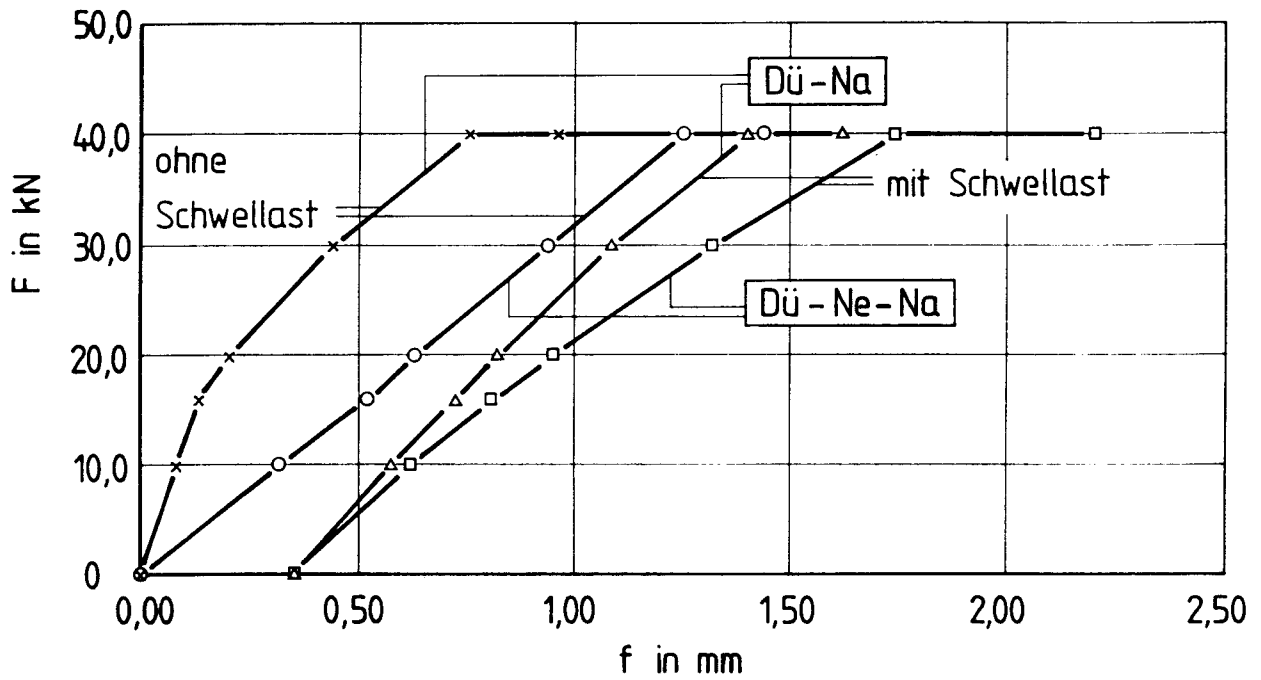


Bild 7.4: Durchbiegungen der mit Normalbeton ergänzten Balken

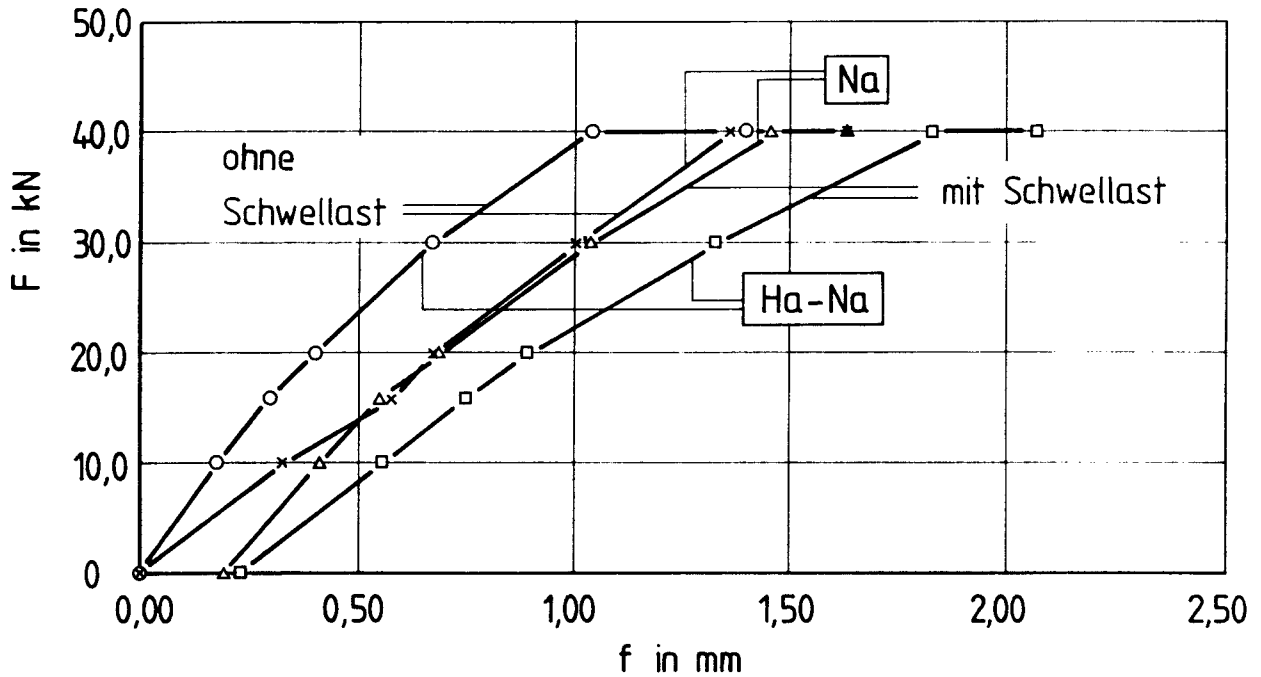


Bild 7.5: Durchbiegungen der mit Normalbeton ergänzten Balken

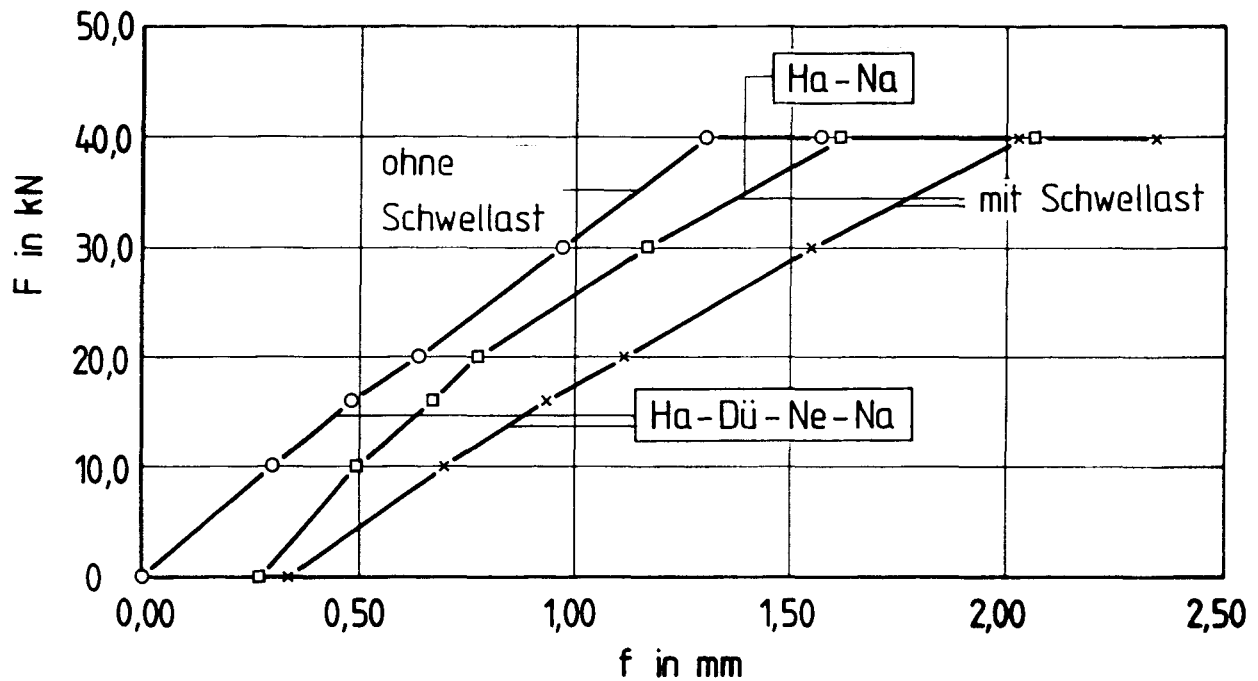


Bild 7.6: Durchbiegungen der mit Betonersatzsystem PCC 3 ergänzten Balken, Vergleich mit PCC 2 aus /1/

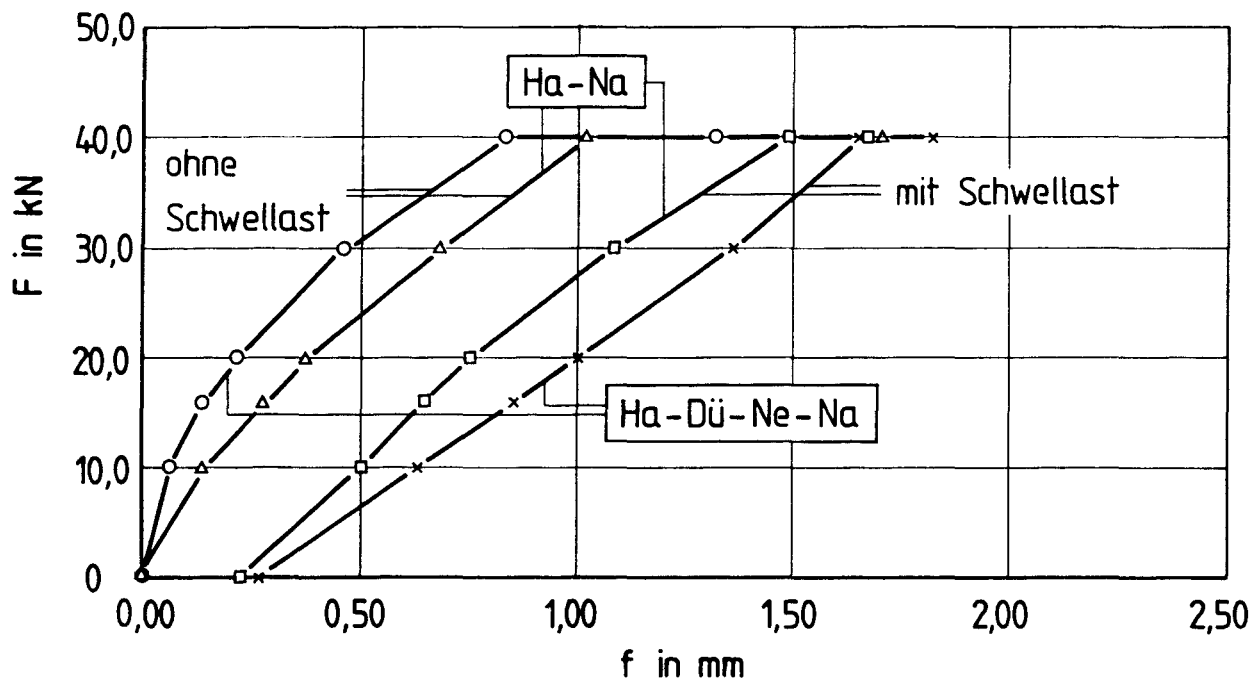


Bild 7.7: Durchbiegungen der mit Betonersatzsystem PCC 4 ergänzten Balken, Vergleich mit PCC 1 aus /1/

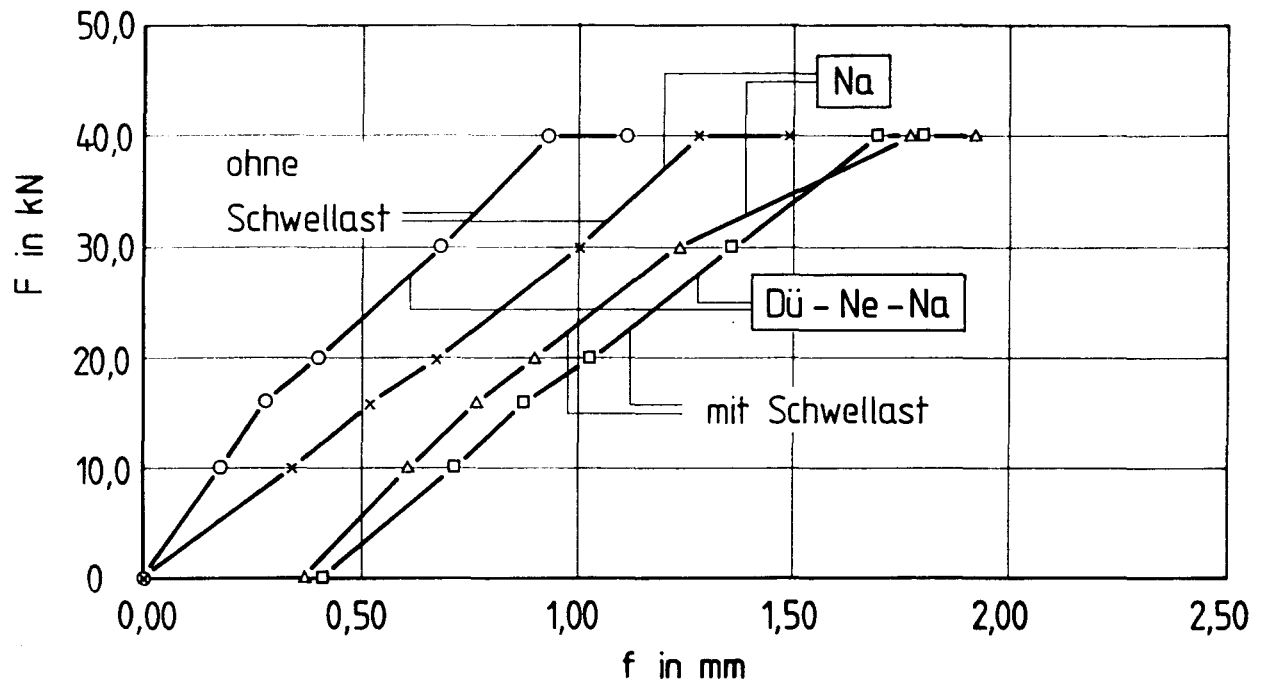


Bild 7.8: Durchbiegungen der mit Spritzbeton seitlich ergänzten Balken

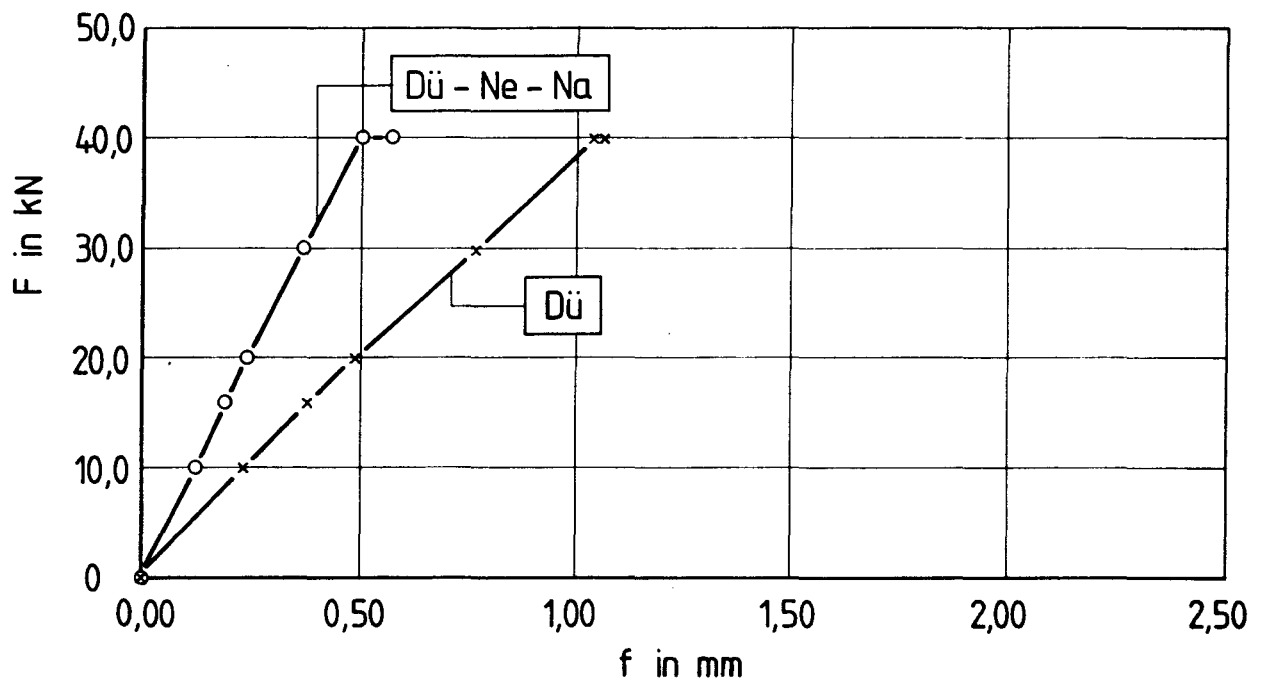


Bild 7.9: Durchbiegungen des in der Zugzone über Kopf mit Spritzbeton ergänzten Balkens

Der Balken EM, der über Kopf mit Spritzbeton ergänzt wurde, befand sich während der Ergänzung im unbelasteten Zustand. Seine Verformung zeigt Bild 7.9. Eine Darstellung des Einflusses der Schwellast während der Aufbringung der Ergänzung auf den Instandsetzungserfolg kann hier nicht erfolgen, da dieser erst in den nachfolgenden Untersuchungen /11/ erforscht wird.

Balken Nr.	Ergänzung	linker Kragarm	rechter Kragarm
		Ergänzungsparameter	Ergänzungsparameter
E10	keine	- 1,401 mm 1,653 mm	- 1,036 mm 1,155 mm
EH	B 45	Dü - Ne - Na 1,739 mm 2,200 mm	Dü - Na 1,400 mm 1,616 mm
EI	B 45	Ha - Na 1,824 mm 2,068 mm	Na 1,456 mm 1,626 mm
EJ	Spritzbeton	Dü - Ne - Na 1,693 mm 1,797 mm	Na 1,770 mm 1,917 mm
EK	PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na 2,025 mm 2,341 mm	Ha - Na 1,613 mm 2,064 mm
EL	PCC 4	Na - Dü - Ne - Na 1,653 mm 1,822 mm	Ha - Na 1,486 mm 1,671 mm

Bild 7.10: Zusammenstellung der Durchbiegungen an den Kragarmenden nach dem Kurzzeitversuch

1. Zeile: Art des Ergänzungsparameters
2. Zeile: Durchbiegung vor der Schwellastbeanspruchung
3. Zeile: Durchbiegung nach der Schwellastbeanspruchung

7.3.3 Durchbiegungen unter Dauerlast

Die Auslagerung der Versuchsbalken unter Dauerbelastung erbrachte mit der in Abschnitt 5.3 erlaubten Meßeinrichtung, die in Bild 7.11 dargestellten

Meßergebnisse. Sie wurden auf gleiche Weise wie bei den Vorgängerversuchen ermittelt. Die gemessene Gesamtverformung der Balkenpaare wurde durch zwei dividiert und dem entsprechenden Balken zugewiesen. Dies bedeutet, daß die Meßwerte als Mittelwerte zu betrachten sind.

In dem Bild ist das Balkenpaar Nr. 2 nicht berücksichtigt, weil der erheblich beschädigte Balken EN durch seine verminderte Steifigkeit das Ergebnis verfälschen würde.

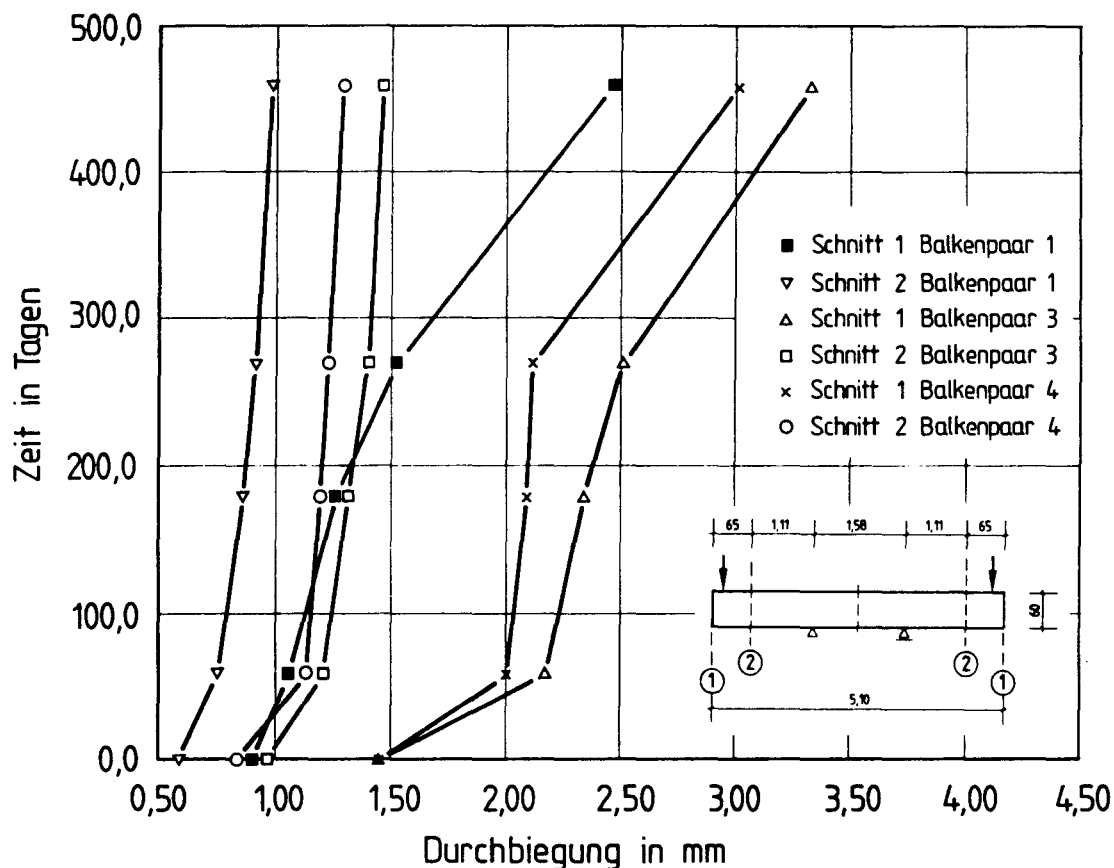


Bild 7.11: Durchbiegung von Balkenpaaren unter Dauerlast
Balkenpaar 1: Ergänzung mit Spritzbeton und Monolith
Balkenpaar 3: Ergänzung mit PCC-Beton
Balkenpaar 4: Ergänzung mit Normalbeton

Die so ermittelten Verformungswerte sind in Abhängigkeit von der Auslagungsdauer aufgetragen. Sowohl aus den Messungen im Schnitt 1 als auch im Schnitt 2 ergibt sich, daß die mit PCC-Beton ergänzten Balken die größten

Verformungen erleiden, während der mit Spritzbeton ergänzte Balken, der mit dem Monolith zusammengepresst war, die geringsten Verformungen aufwies.

Durch Vergleich mit den entsprechenden Versuchsbalken aus /1/ wird in Bild 7.12 der Einfluß der Schwellbeanspruchung während der Ergänzung auf das Verformungsverhalten dargestellt. Dabei wird auch die Verformung während des Aufbringens der Ergänzung und diejenige des nachfolgenden Kurzzeitversuchs berücksichtigt. Bild 7.12 zeigt, daß vor allem bei PCC-Betonen starke Unterschiede im Verformungsverhalten von Balken mit und ohne Schwelllastbeanspruchung bei Herstellung der Ergänzungsschicht festzustellen sind. Bei der Bewertung dieser Differenzen ist jedoch zu berücksichtigen, daß die unter Schwelllast ergänzten Balken während dieser Belastung eine bleibende Verformung erhielten.

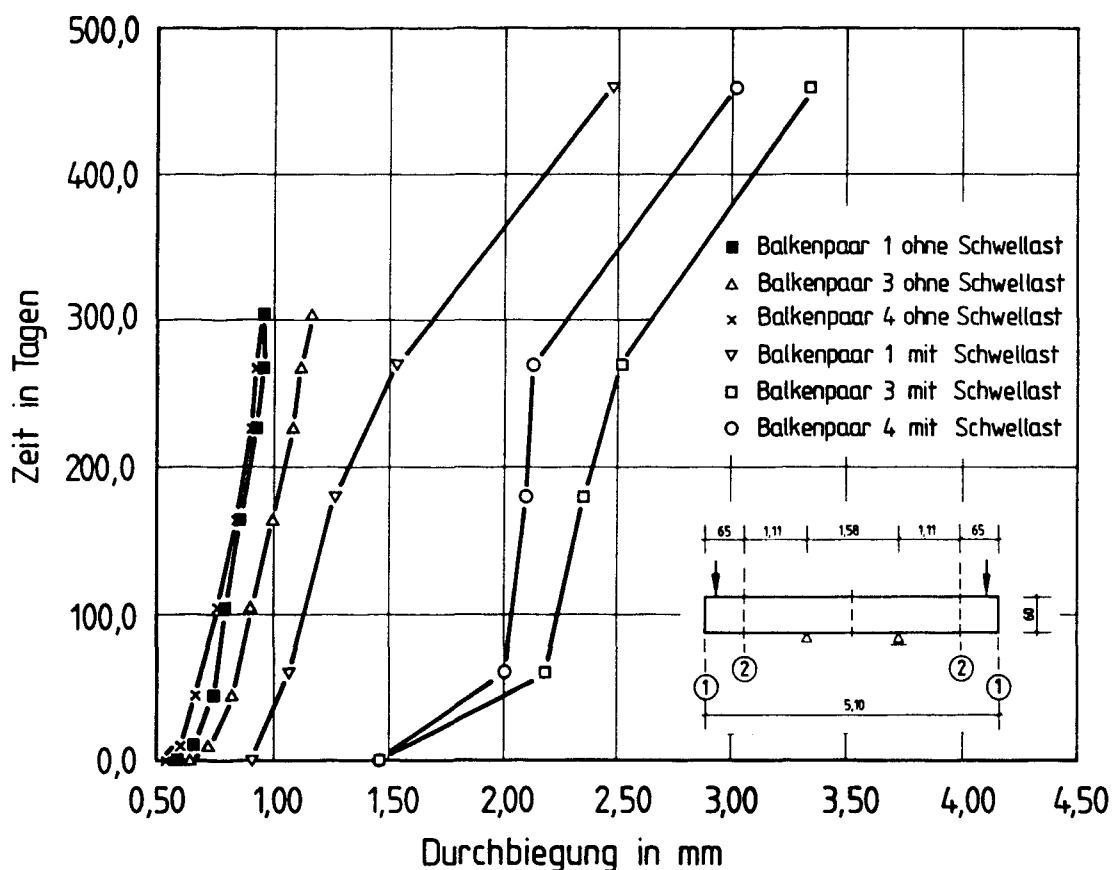


Bild 7.12: Durchbiegung der Balken unter Dauerlast im Vergleich mit /1/
Balkenpaar 1: Ergänzung mit Spritzbeton und Monolith
Balkenpaar 3: Ergänzung mit PCC-Beton
Balkenpaar 4: Ergänzung mit Normalbeton

7.3.4 Bruchversuch

Die Bilder 7.13 bis 7.17 zeigen die ermittelten Last-Verformungskurven der seitlich ergänzten Balken. Wie bei den vorhergehenden Betrachtungen sind in diesen Diagrammen die Vergleichskurven aus /1/ beinhaltet. Auch hier zeigt sich eine ähnliche Tendenz wie bei den vorangegangenen Untersuchungen. Im Gebrauchslastbereich ergeben sich die geringsten Unterschiede zwischen den unter Schwellast und im unbelasteten Zustand ergänzten Balken bei der Ergänzung mit Normalbeton, sowohl bei Anbringung in Schalung als auch in Spritzbetonart. Dagegen sind die Unterschiede bei Ergänzung mit PCC am größten. Im Bruchlastbereich wird jedoch eine andere Tendenz deutlich. Hier erleiden unabhängig von dem Ergänzungsmaterial die ohne Verbundbewehrung (Dübel + Netzbewehrung) ausgestatteten Balken die größten Verformungen.

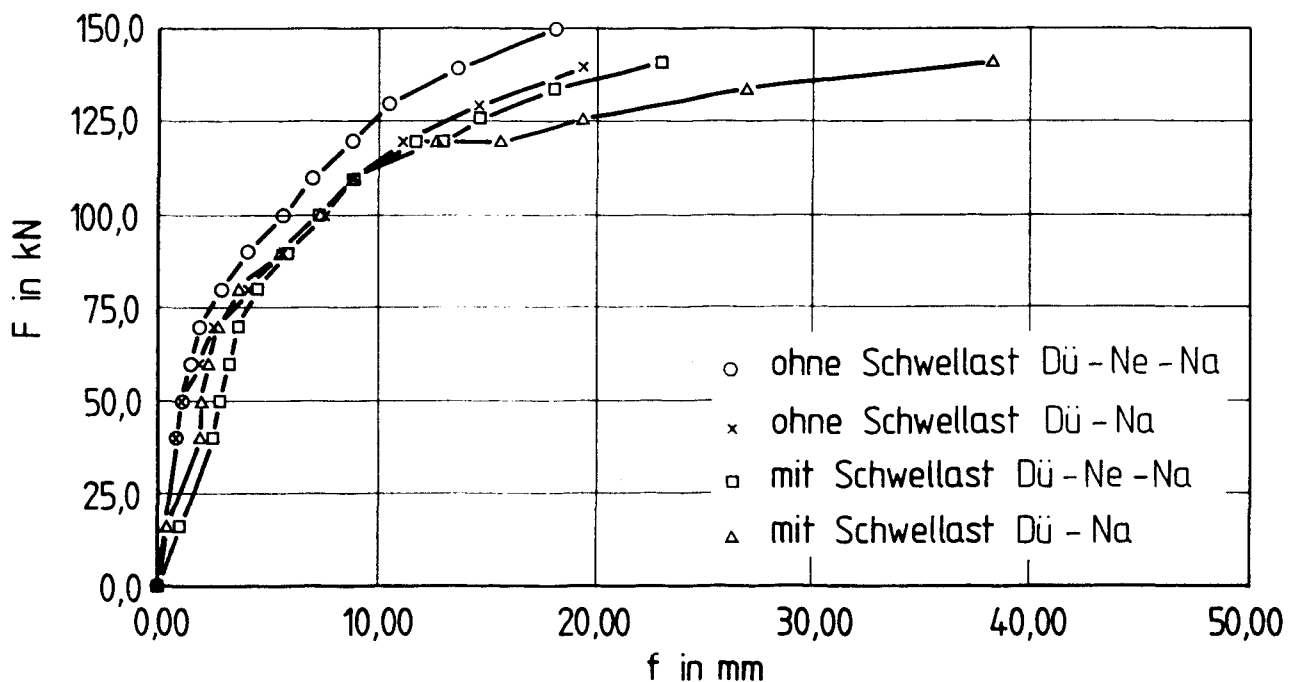


Bild 7.13: Durchbiegung des mit Normalbeton ergänzten Balkens EH im Bruchversuch

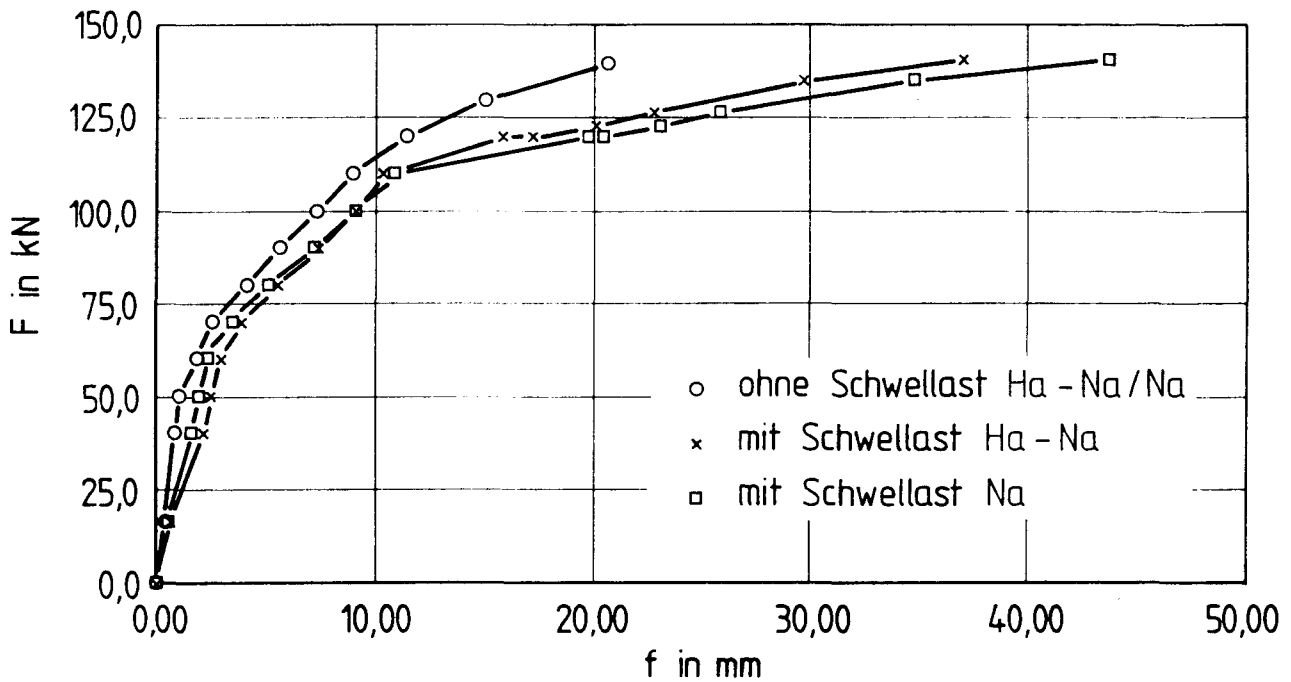


Bild 7.14: Durchbiegung des mit Normalbeton ergänzten Balkens EI im Bruchversuch

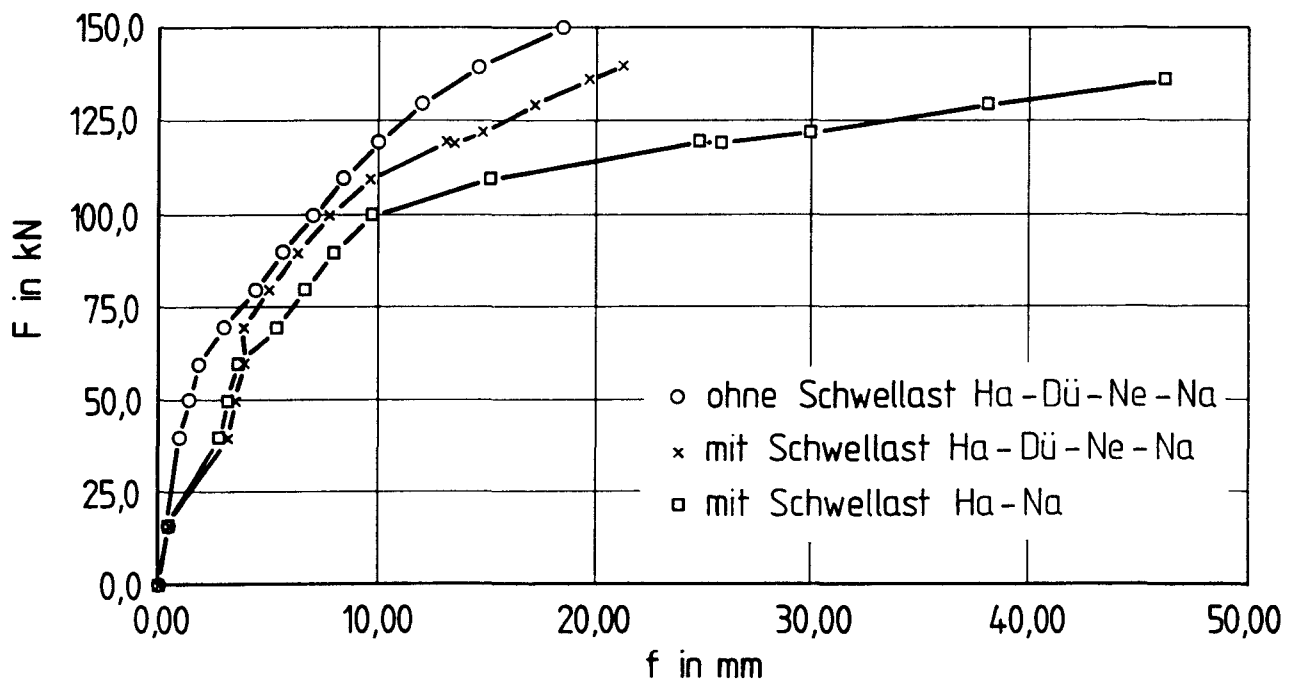


Bild 7.15: Durchbiegung des mit Betonerersatzsystem (PCC 3) ergänzten Balkens EK im Bruchversuch

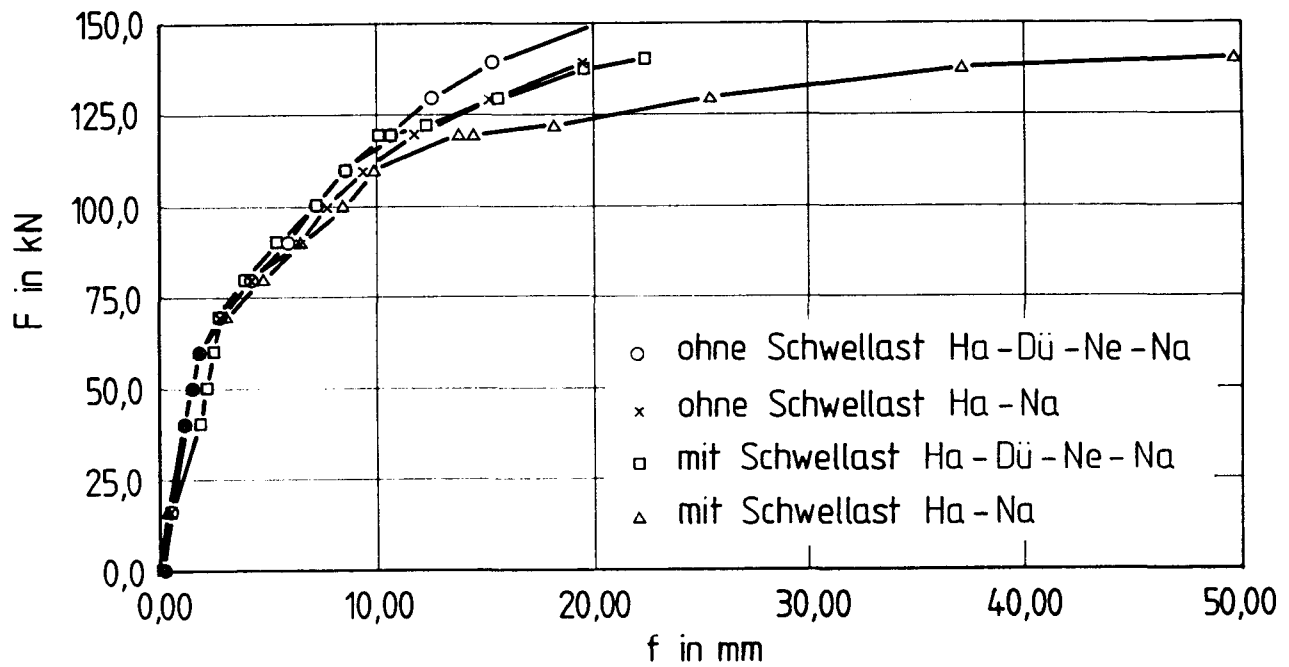


Bild 7.16: Durchbiegung des mit Betonerersatzsystem (PCC 4) ergänzten Balkens EL im Bruchversuch

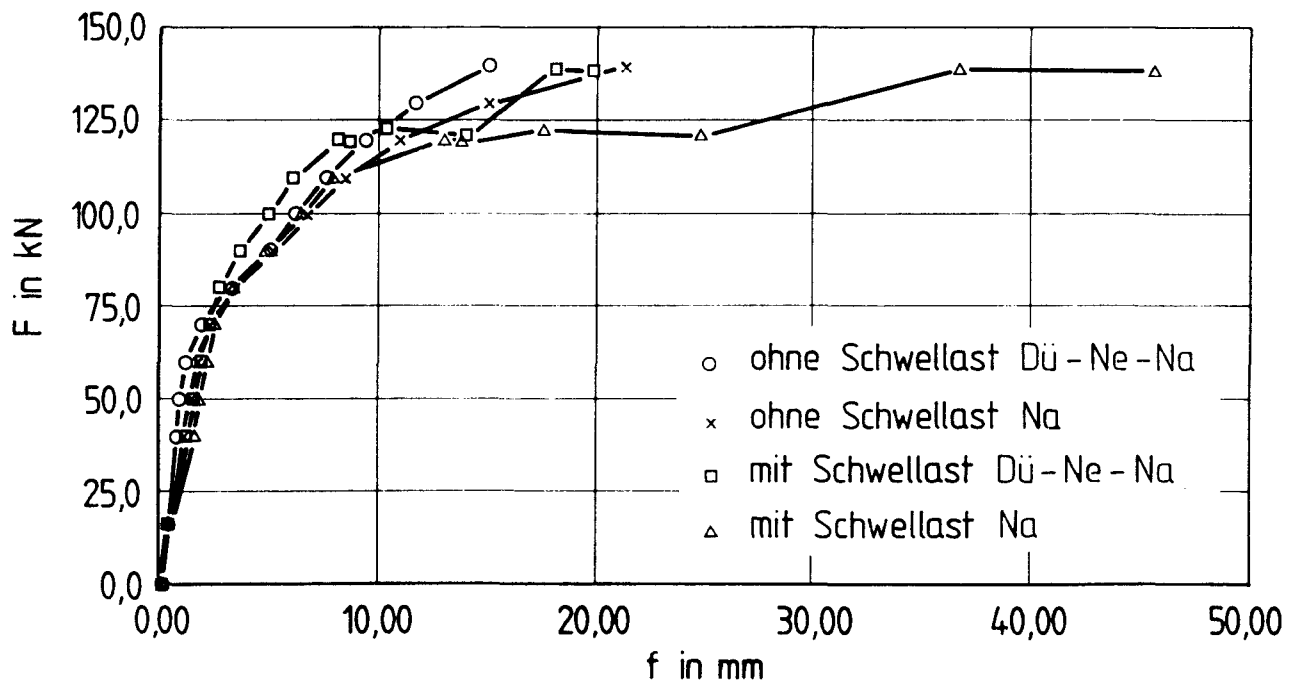


Bild 7.17: Durchbiegung des mit Spritzbeton ergänzten Balkens EJ im Bruchversuch

7.4 Dehnungen

7.4.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen werden naturgemäß von der Bildung der Biegezugrisse und auch von vorhandenen Ablösungen des Ergänzungsbetons vom Kernbeton beeinflusst. Die Dehnungsunterschiede sind letztlich auch bestimmend für die im Abschnitt 7.3 beschriebenen Durchbiegungsunterschiede. Deshalb ist zu erwarten, daß die Ergebnisse der Dehnungsmessungen die Ergebnisse der Rißstudien und der Durchbiegungsmessungen im Grundsatz bestätigen. Die Dehnungen sind jedoch anders als die Durchbiegung von örtlichen Besonderheiten der Rißbildung und den dadurch bewirkten Beanspruchungsumlagerungen im Querschnitt abhängig. Es kann deshalb nicht erwartet werden, daß diese Ergebnisse allein eindeutige Tendenzen erkennen lassen, vielmehr kann nur geprüft werden, ob die Dehnungsmessungen die Ergebnisse der Rißstudien und der Durchbiegungsmessungen bestätigen oder ihnen widersprechen.

Vergleichend gegenübergestellt werden im folgenden die Ergebnisse von Dehnungsmessung bei Bruchbelastung im Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung, d.h. auf einer 50 cm langen Meßstrecken zwischen den Lagern. Gemessen wurde jeweils am Biegezug- und Biegedruckrand in der Mitte des Kernbetons und in der Mitte beider Ergänzungsschichten, bzw. 2,5 cm von den Balkenrändern entfernt.

Da keine größeren gemessenen Dehnungsunterschiede zwischen Kern- und Ergänzungsbeton festgestellt wurden, wurden die Ergebnisse gemittelt.

7.4.2 Dehnungen im Bruchversuch

Die Bilder 7.18 bis 7.23 zeigen die im Bruchversuch (siehe Abschnitt 6) ermittelten Betonranddehnungen. Um den Einfluß der Schwellbeanspruchung während der Ergänzung deutlich zu machen, sind in diesen Bildern die Meßwerte dieser Versuchsserie jeweils mit den nicht unter Schwellast ergänzten und in /1/ beschriebenen Balken verglichen.

Ähnlich wie bei den Durchbiegungs- und Rißmessungen zeigen sich bei den mit Normalbeton ergänzten Balken die geringsten Dehnungsunterschiede zwischen

den unter Schwellast und den nicht unter Schwellast ergänzten Balken (siehe Bild 7.18 und 7.19).

Bei den mit Spritzbeton bzw. mit Polymerbeton ergänzten Querschnitten ist allerdings die Verformung der Zugzone bei den unter Schwellast ergänzten Balken größer als bei den in /1/ beschriebenen Versuchskörpern. Allerdings ist der Unterschied nicht so wesentlich, wie dies bei der Reißmessung, der Haftzugprüfung und bei den Verformungen beobachtet wurde. Lediglich bei dem mit PCC 4 ergänzten Balken ohne konstruktive Bewehrung in der Verbundfuge ist der Dehnungsunterschied im Bruchstadium wesentlich.

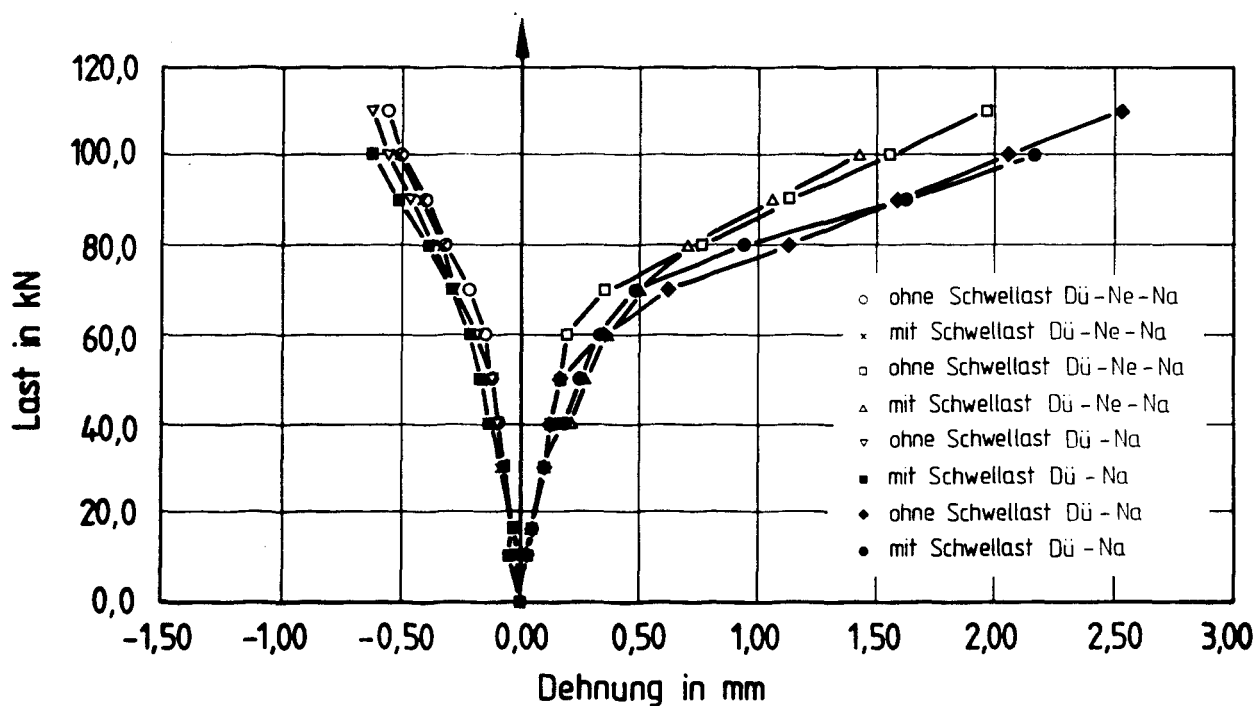


Bild 7.18: Randdehnungen der mit Normalbeton ergänzten Balken im Bruchversuch

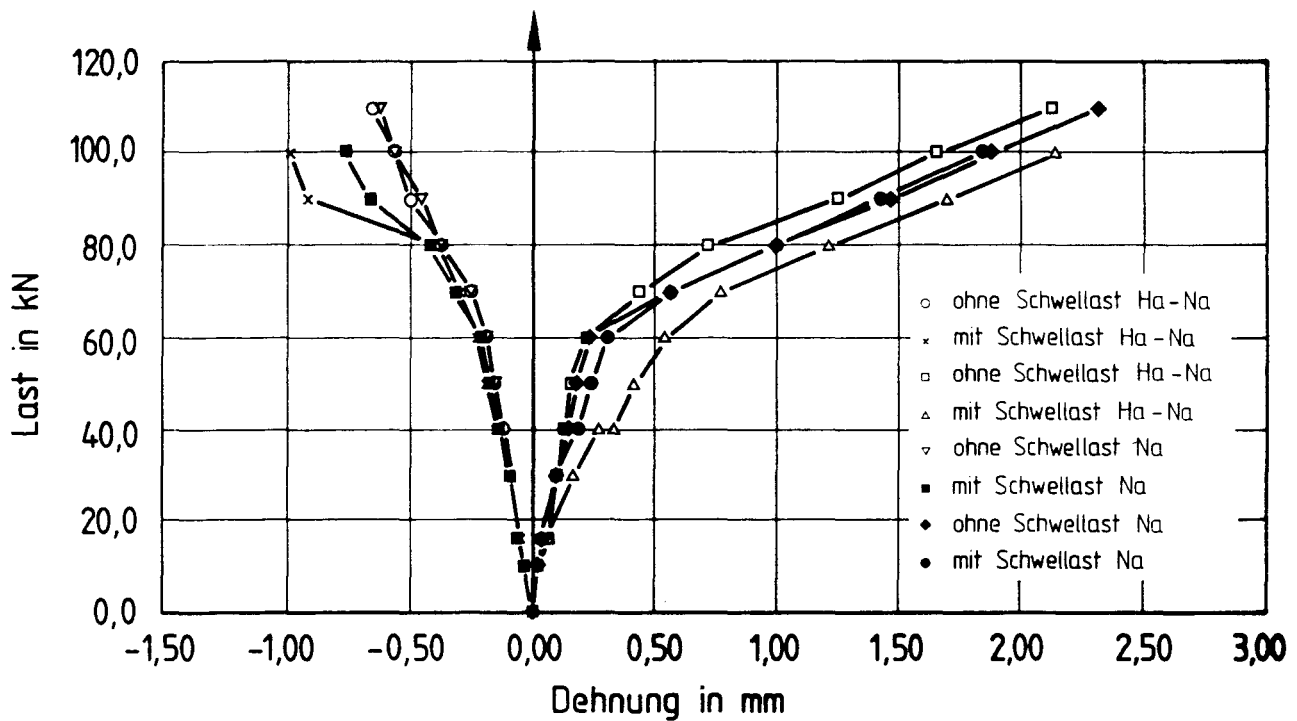


Bild 7.19: Randdehnungen der mit Normalbeton ergänzten Balken im Bruchversuch

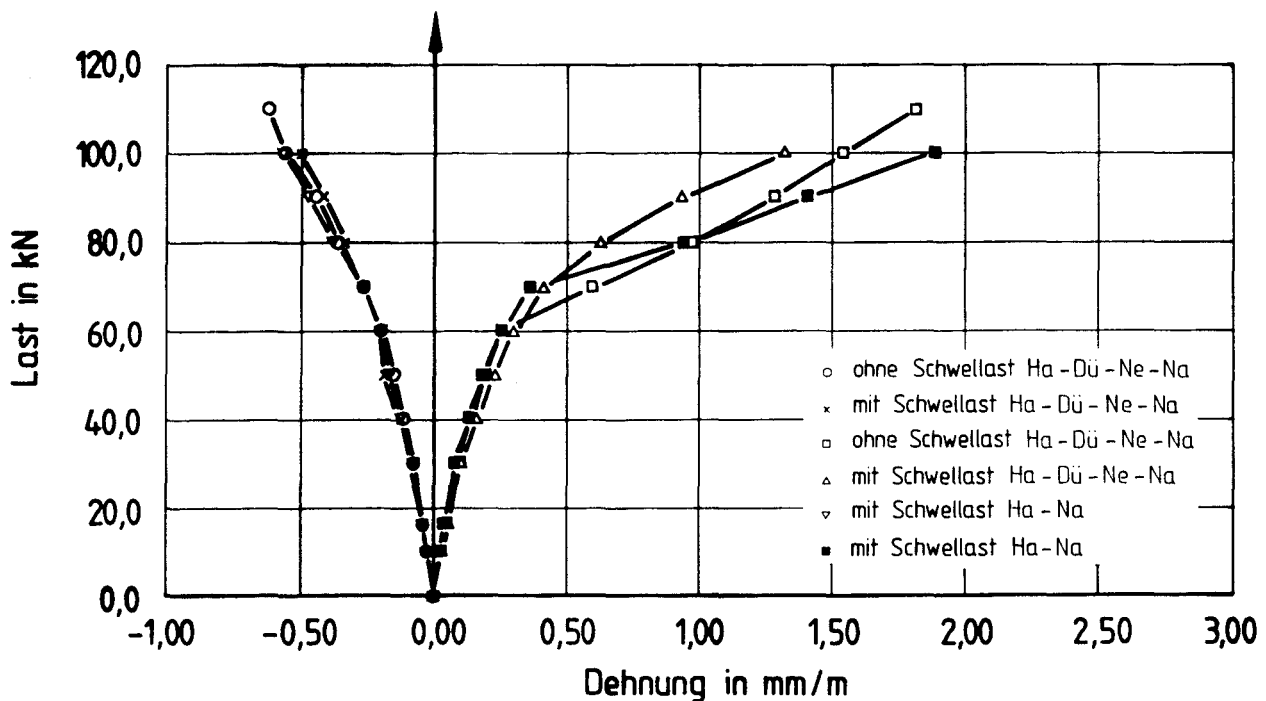


Bild 7.20: Randdehnungen der mit PCC (PCC 3 und PCC 2 /1/) ergänzten Balken im Bruchversuch

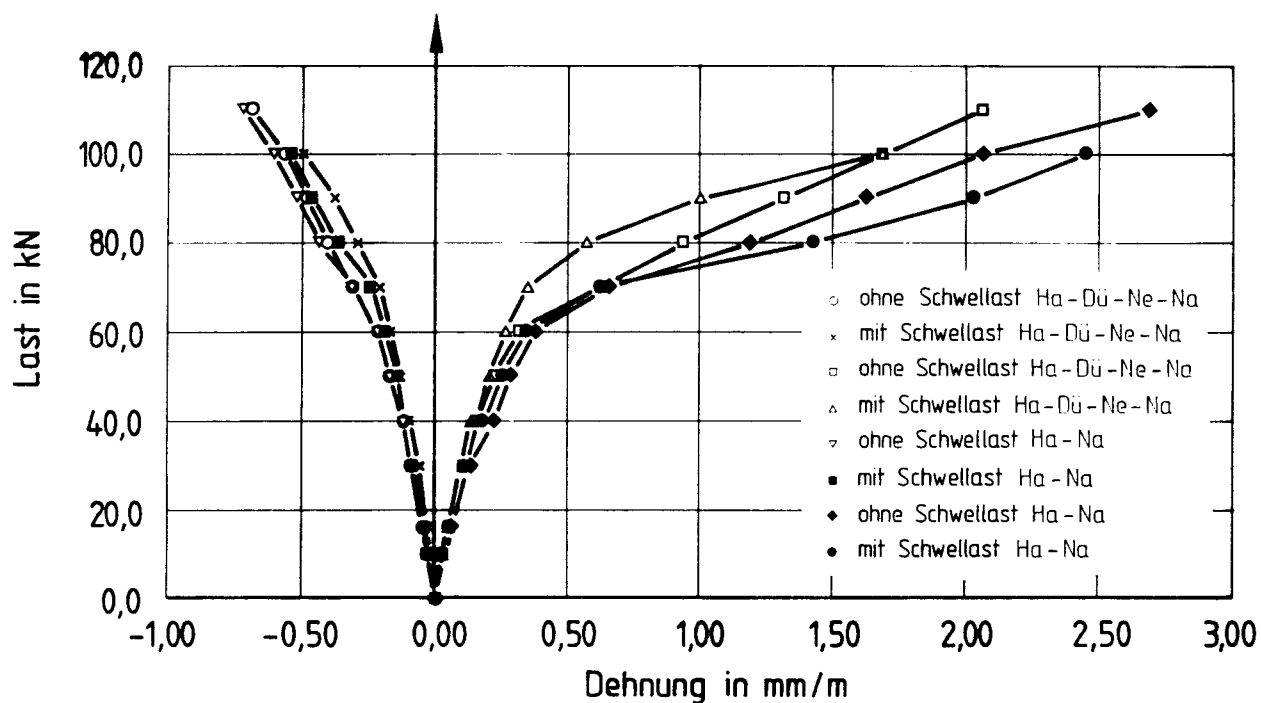


Bild 7.21: Randdehnungen der mit PCC (PCC 4 und PCC 1 /1/) ergänzten Balken im Bruchversuch

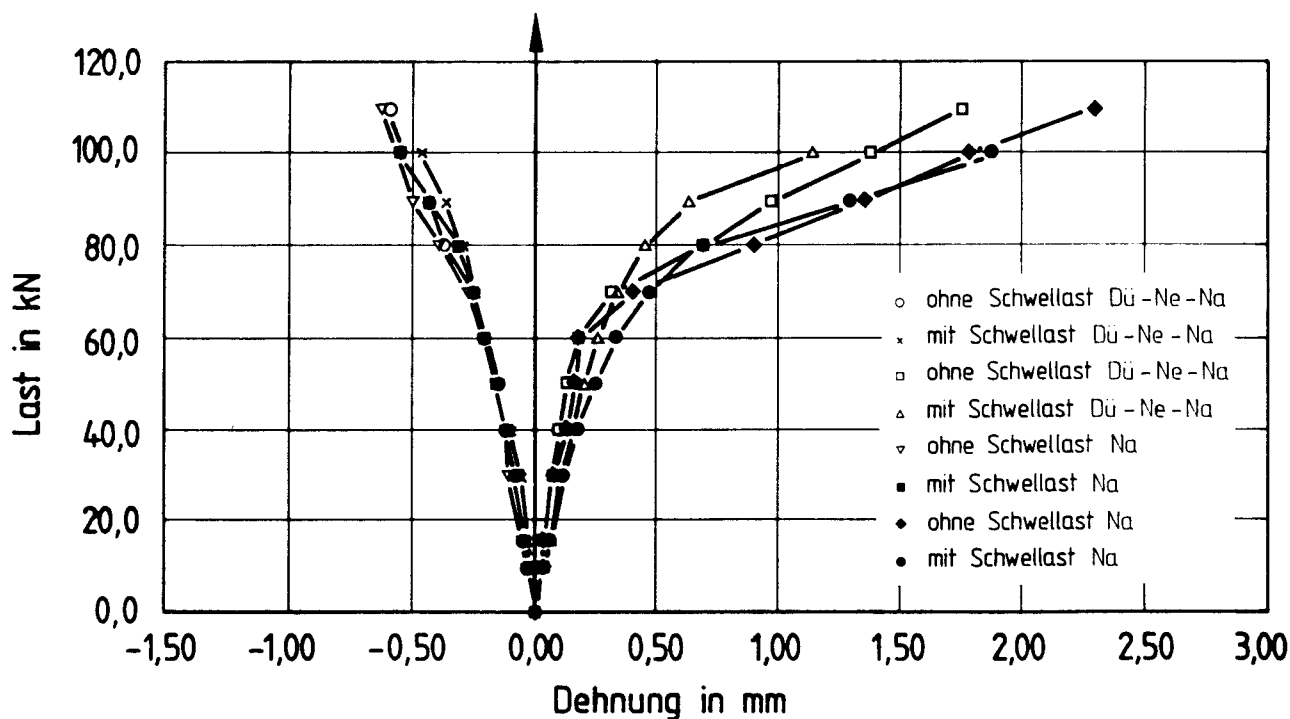


Bild 7.22: Randdehnungen der mit Spritzbeton ergänzten Balken im Bruchversuch

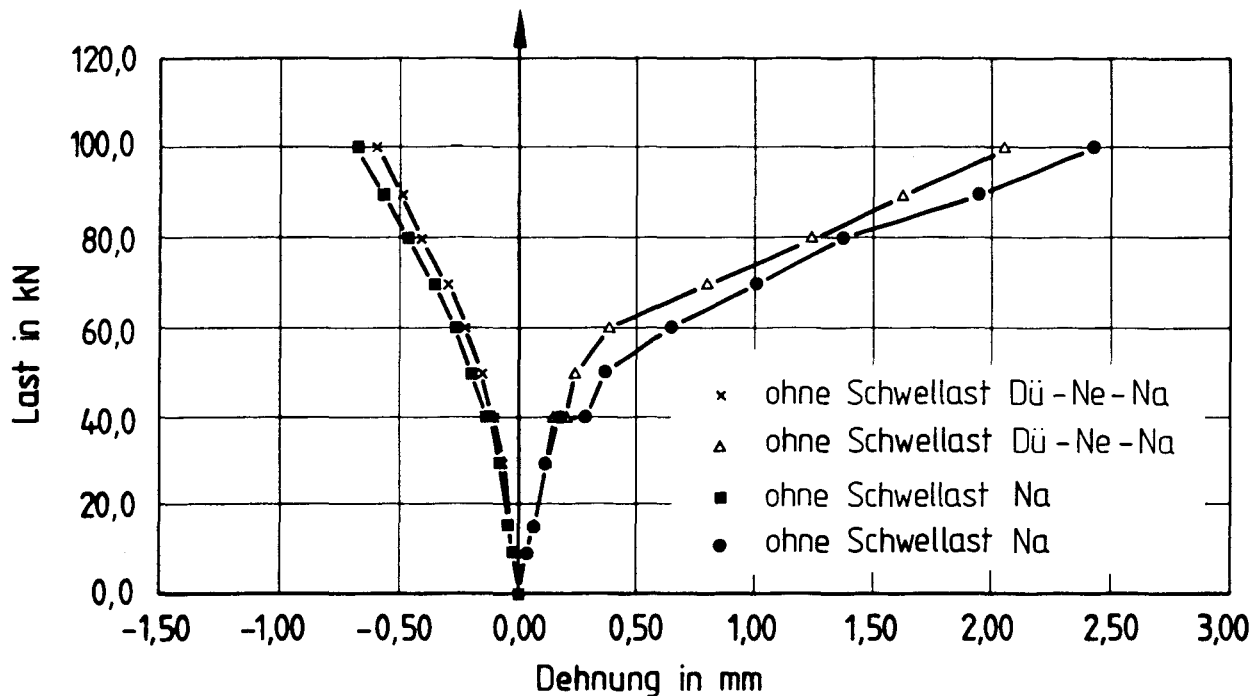


Bild 7.23: Randdehnungen des in der Zugzone über Kopf mit Spritzbeton ergänzten Balkens im Bruchversuch

7.5 Haftzugfestigkeiten

Die Haftzugfestigkeiten wurden mit Hilfe von Bohrkernen ermittelt, die sowohl den Begleitplatten als auch den Prüfbalken entnommen wurden.

Die Bohrkern aus den im unbelasteten Zustand ergänzten Begleitplatten wurden zu unterschiedlichen Terminen geprüft. Die erste Prüfung erfolgte im Alter des Ergänzungsstoffes von 28 Tagen und wird im folgenden als U1 bezeichnet. Die zweite Prüfung erfolgte im Betonalter von 27 bis 28 Monaten durchgeführt und wird mit U2 bezeichnet. Ihr ging eine 22-monatige Auslagerung der Begleitplatten im Freien voraus.

Demgegenüber konnten die Bohrkern der unter Schwellast ergänzten Prüfbalken lediglich unmittelbar im Anschluß an die Bruchversuche entnommen werden. Das Alter des Betons betrug auch hier 27 bis 28 Monate. Um den Einfluß der Schwellast und der Dauerlast kenntlich zu machen, erhalten diese Proben die Bezeichnung U2-SD.

Bild 7.24 gibt eine Übersicht über die Anzahl der entnommenen Bohrkerne. Im Gegensatz zu den in /1/ beschriebenen Versuchen konnte nicht bei allen Bohrkerne eine Haftzugfestigkeitsprüfung vorgenommen werden, weil es bei einigen Körpern schon bei der Entnahme zu einem Bruch in der Haftfuge kam. Wie aus Bild 7.24 hervorgeht, war dies vor allem bei den Körpern U2-SD und hier vor allem bei den Spritz- und Polymerbetonergänzungen der Fall.

Ergänzung	Prüfalter						Summe U1, U2 U2-SD	
	U1		U2		U2-SD			
	p	n	p	n	p	n	p	n
Normalbeton	16	0	20	0	47	2	83	2
Spritzbeton	8	0	10	0	24	8	42	8
PCC 3	8	0	10	0	25	2	43	2
PCC 4	9	1	10	0	22	19	41	20
Spritzbeton über Kopf	8	0	9	0	17	1	34	1

p = geprüft, n = nicht prüfbar

Bild 7.24: Anzahl der entnommenen Bohrkerne

7.5.1 Vergleich der Haftzugfestigkeiten der verschiedenen Ergänzungen

Als Beurteilungsmaßstab für die Haftzugfestigkeiten zwischen Kernbeton und Ergänzungsbeton wird die ZTV-SIB 90 herangezogen. Danach muß die mittlere Haftzugfestigkeit mindestens $1,5 \text{ N/mm}^2$ betragen, wobei Einzelwerte von $1,0 \text{ N/mm}^2$ nicht unterschritten werden dürfen.

Eine Übersicht über die ermittelten Haftzugfestigkeiten gibt Bild 7.25. In ihr sind nach Ergänzungsverfahren und Prüfalter unterteilt die Ergebnisse sämtlicher Haftzugfestigkeitsprüfungen in gemittelter Form enthalten. Auf diese Weise kann neben den vorher beschriebenen Meßergebnissen auch diese Prüfung Aufschluß über die Wirksamkeit der Ergänzungsmethode geben.

Die Einflüsse der Ergänzungsparameter wie Haftbrücke, Dübel und Netzbewehrung sind in Bild 7.25 noch nicht berücksichtigt. Deren Auswirkungen auf die Haftzugfestigkeit können den Bildern H26 bis H33 des Anhangs entnommen werden. Hieraus sind auch die Haftzugfestigkeiten und die Brucharten sämtlicher Bohrkerne zu ersehen.

Ergänzung	Haftzugfestigkeiten		
	Prüfalter		
	U1	U2	U2-SD
Monolith	2,98	2,95	2,53
Normalbeton	2,40	2,73	2,17
Spritzbeton	2,25	0,97	1,19
PCC 3	2,28	2,96	1,61
PCC 4	1,84	2,90	1,14
Spritzbeton über Kopf	1,62	1,25	1,15*

* nur Dauerlast

Bild 7.25: Übersicht über die Haftzugfestigkeiten

Mittelwerte sämtlicher geprüfter Bohrkerne ohne Aufschlüsselung nach den Ergänzungsparametern

Für die Prüfalter U1 und U2 gelten die Bilder H26 und H27, während für das Prüfalter U2-SD die Bilder H28 bis H33 gelten.

Die im Haftzugversuch gebrochenen Proben sind in den Bildern H1 bis H25 des Anhangs fotografisch dargestellt.

Im einzelnen werden die Ergänzungsverfahren hinsichtlich ihrer Haftfestigkeit wie folgt beurteilt.

7.5.1.1 Haftzugfestigkeit des geschütteten Normalbetons B45

Die 83 Haftzugfestigkeitsprüfungen, welche an Bohrkernen der mit Normalbeton ergänzten Prüfkörper ermittelt wurden, ergaben unabhängig vom Prüfalter und der Aufbringungsbeanspruchung mittlere Haftzugfestigkeiten, die über dem Grenzwert $1,5 \text{ N/mm}^2$ der ZTV-SIB /4/ lagen, siehe Bild 7.25. Diese Leistungsdichte wird insgesamt von keiner der hier untersuchten Ergänzungen erreicht.

Der Einfluß der Schwellbeanspruchung während des Anbringens der Ergänzung und der Einfluß der Dauerlast vermindert zwar die Haftzugfestigkeit im Beton um etwa 20 bis 25 %, jedoch ist sie mit i.M. $2,17 \text{ N/mm}^2$ noch immer befriedigend. Als positiv ist ferner zu bewerten, daß bei den Proben etwa drei Viertel aller Prüfkörper im Kernbeton brachen.

7.5.1.2 Haftzugfestigkeit des Spritzbetons

Im Vergleich zum Normalbeton ist die an 42 Proben ermittelte Haftzugfestigkeit des Spritzbetons kleiner.

Die mittleren Haftzugfestigkeiten der Probenkörper liegen mit $2,25 \text{ N/mm}^2$ jedoch noch über den Werten der ZTV-SIB /4/. Dies trifft für die Festigkeiten nach U2 und U2-SD jedoch nicht zu. Nach der langen Auslagerung und der Dauerlast ergeben sich mangelhafte Haftzugfestigkeiten mit i.M. $0,97$ bzw. $1,19 \text{ N/mm}^2$. Darüberhinaus brachen bei U2 sämtliche zehn Proben und bei U2-SD 18 von 24 Proben im Spritzbeton.

Die Gründe hierfür scheinen in der nicht sehr sorgfältigen Durchführung der Spritzarbeiten zu liegen. So lag z.B. die Sieblinie des Betons lediglich im Bereich C (bei Vorgängerversuchen /1/ jedoch im Bereich A). Auch der am Festbeton ermittelte Zementgehalt von 390 kg/m^3 entsprach nicht annähernd den in den Vorgängerversuchen /1/ ermittelten Zementgehalten (497 kg/m^3).

7.5.1.3 Polymermodifizierter Beton PCC 3 und PCC 4 aufgeklebt

Die Ergänzungsschichten aus polymermodifiziertem Beton PCC 3 und PCC 4 wurden nach Absprachen mit den Lieferfirmen, Anwendern und Betreuern, siehe

Abschnitt 3.6., abschnittsweise mit einer Kelle eingebracht, und können deshalb nicht vollständig mit den in /1/ dargestellten Ergebnissen verglichen werden.

Der PCC 3 erbrachte Haftzugfestigkeiten, die bei der Prüfungsart U1 und U2 denen des Normalbetons gleichgesetzt werden können. Allerdings ist der Einfluß der Schwellast beim Anbringen der Ergänzung und der Einfluß der Dauerlast mit einer etwa 50%igen Abminderung gegenüber den im unbelasteten Zustand ergänzten Begleitplatten deutlich zu spüren.

Auch beim PCC 4 lagen die Haftzugfestigkeiten nach Prüfmart U1 mit $1,84 \text{ N/mm}^2$, nach U2 mit $2,90 \text{ N/mm}^2$ über den ZTV-SIB-Werten /4/.

Völlig unbefriedigend verliefen dagegen die Haftzugfestigkeitsprüfungen U2-SD. Von den 22 geprüften Proben waren 19 nicht prüfbar. Sämtliche Bohrkerne, die aus der zugrandnahen Zone (Bild 6.2) entnommen wurden, waren nicht prüfbar. Die mittlere Zugfestigkeit der wenigen brauchbaren Probekörper lag mit $1,14 \text{ N/mm}^2$ unterhalb der ZTV-SIB Vorschrift.

7.5.1.4 Normalbeton B 45, über Kopf gespritzt

In Bild 7.25 wurden auch die Haftzugfestigkeiten einbezogen, die aus dem Prüfbalken stammen, der im unbelasteten Zustand mit Spritzbeton über Kopf ergänzt wurde.

Erwartungsgemäß liegen die Haftzugfestigkeiten der Bohrkerne, die sämtlich der Zugzone entnommen wurden, unter denen, die den seitlich ergänzten Prüfkörpern entnommen wurden.

7.5.1.5 Einfluß der Ergänzungsparameter Haftbrücke, Dübel und Netzbewehrung auf die Haftzugfestigkeit

Es fällt schwer, aus diesen Untersuchungen den Einfluß der gesamten Ergänzungsparameter auch nur annähernd herauszufiltern, zumal oft Parameterkombinationen Anwendung fanden. Dennoch zeichnen sich die nachfolgend beschriebenen Tendenzen ab.

Beim Normalbeton erzielte die Kombination Haftbrücke plus Nachbehandlung den günstigsten Einfluß bei den im unbelasteten Zustand ergänzten Prüfkörpern, während bei den unter Schwellast ergänzten Balken die Kombination Dübel plus Netzbewehrung plus Nachbehandlung (Dü - Ne - Na) die besten Ergebnisse erbrachte.

Bei der seitlichen Ergänzung mit Spritzbeton zeigten die Prüfkörper ohne Dübel und ohne Netzbewehrung bessere Ergebnisse als jene mit Dübel und Netzbewehrung.

Das Gleiche gilt für den mit Spritzbetonergänzung über Kopf durchgeführten Tastversuch.

Bei den mit polymermodifiziertem Beton ergänzten Prüfkörpern zeichnen sich unterschiedliche Auswirkungen der Ergänzungsparameter ab. Sicher scheint nur, daß bei Ergänzung im unbelasteten Zustand und Prüfung nach U2 die Kombination Haftbrücke plus Nachbehandlung (Ha - Na) jener von Haftbrücke plus Dübel plus Netzbewehrung plus Nachbehandlung (Ha - Dü - Ne - Na) überlegen ist. Bei den Prüfzeitpunkten U1 und U2-SD ist eine derartige Auswirkung beim PCC 3 nicht festzustellen.

Die fotografische Darstellung der Brucharten folgt im Anhang. Sie betrifft die Bohrkerne mit dem Prüfalter U1 (Begleitplatten, 28 Tage) sowie die mit dem Prüfalter U2-SD (Versuchsbalken nach dem Bruchversuch).

8. Vergleiche mit den im unbelasteten Zustand ergänzten Balken

8.1 Allgemeines

Wie schon erwähnt, sollten in diesem Forschungsvorhaben Auswirkungen der während der Aufbringung der Ergänzung vorhandenen Schwellbeanspruchungen auf den Instandsetzungserfolg untersucht werden. Dazu war es notwendig, Vergleiche der Ergebnisse mit den im unbelasteten Zustand ergänzten Versuche zu haben. Dazu boten sich die am iBMB durchgeführten in /1/ veröffentlichten Untersuchungen an.

Zur Beurteilung des Instandsetzungserfolges der fünf seitlich ergänzten Versuchsbalken wurden die Ergebnisse der Riß-, Durchbiegungs-, Randdehnungsmessung sowie die Resultate der Haftzugfestigkeitsprüfungen zugrundegelegt. Beim Vergleich der Ergebnisse untereinander wurden auch diejenigen des Monoliths E10 mit einbezogen.

Bei den von unten ergänzten Balken EM und EN werden wesentliche Erfahrungen hinsichtlich der Belastungsaufbringung sowie der Ergänzungstechnologie gesammelt, welche dem Nachfolgevorhaben /11/ zu gute kommen.

Nachfolgend werden noch einmal alle Versuchsergebnisse vergleichend zusammengestellt und anschließend bewertet. In Bild 8.1 ist die Parameterliste für die zu vergleichenden Versuchsbalken mit seitlicher Ergänzung dargestellt. Daraus wird deutlich, daß die mit Beton und Spritzbeton ergänzten Balken nahezu identisch mit denjenigen der Vorgängerversuche sind. Zum Beispiel ist der Balken EH auf der linken Seite identisch mit dem der rechten Seite des Balkens EA /1/. Lediglich bei den Balken EK und EL, welche mit PCC ergänzt wurden, ist bedingt durch die Beachtung der ZTV-SIB /4/, ein anderes Material verwendet worden, dessen Stoffeigenschaften sich aber nicht gravierend von denjenigen der Vorgängerversuche unterscheiden. Deshalb kann es sich hier nur um "indirekte" Vergleiche handeln.

Balkenbezeichnung	EH		EI		EJ		EK		EL	
Balkenhälfte	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts	links	rechts
Haftbrücke (Ha)	-	-	ja	-	-	-	ja	ja	ja	ja
Dübel (Dü)	ja	ja	-	-	ja	-	ja	-	ja	-
Netzbewehrung (Ne)	ja	-	-	-	ja	-	ja	-	ja	-
Nachbehandlung (Na)	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja	ja
Ergänzung	B 45		B 45		Spritzbeton		PCC 3		PCC 4	
Kurzbezeichnung	EH li	EH ri	EI li	EI re	EJ li	EJ re	EK li	EK re	EL li	EL re
Vergleichsbalken	EA re	EC li	EB li	EC re	EF li	EF re	ED re	-	ED li	EE li
							PCC 2 /1/		PCC 1 /1/	
							"indirekte" Vergleiche			

Bild 8.1: Parameterliste für die zu vergleichenden seitlichen Ergänzungen

8.2 Rißbildung

Im Kapitel 7.2.3 wurden die Rißbreiten der mit verschiedenen Verfahren unter Schwellast ergänzten Balken untereinander verglichen. Daraus ging hervor, daß sich die Rißbreiten in den mit Normal- und Spritzbeton ergänzten Balken nicht wesentlich unterscheiden. Die mit PCC ergänzten Balken zeigten demgegenüber jedoch eine wesentlich größere Rißbreite.

Um den Einfluß der Schwellast auf die Rißbreite im Gebrauchszustand aufzuzeigen, sind in Bild 8.2 die entsprechenden Werte der hier beschriebenen Versuche und der Vorgängerversuche gegenübergestellt (siehe auch Bild 7.2 und Tabelle 8 in /1/).

Ergänzungsart	Parameter	ohne Schwellast		mit Schwellast	
		w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
Monolith		15	11	7	7
Normalbeton	Dü - Ne - Na	14	9	16	10
	Dü - Na	16	12	26	10
	Ha - Na	22	13	34	25
	Na	15	12	30	26
PCC 2 + PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na	13	9	52	27
	Ha - Na	--	--	56	33
PCC 1 + PCC 4	Ha - Dü - Ne - Na	18	9	28	20
	Ha - Na	20	15	52	24
Spritzbeton	Dü - Ne - Na	12	9	32	30
	Na	15	11	36	19

Bild 8.2: Im Bruchversuch ermittelte Rißbreiten in Abhängigkeit von den Ergänzungsparametern (unter Gebrauchslast)

Aus dem Vergleich wird deutlich, daß bedingt durch die Schwellbeanspruchung während des Aufbringens der Ergänzungsschicht die maximalen als auch mitt-

leren Rißbreiten im Vergleich zu den in /1/ dargestellten zunehmen. Diese Zunahme ist bei den mit Normalbeton ergänzten Balken am geringsten, bei den mit Spritzbeton ergänzten Balken größer und am stärksten bei den mit PCC ergänzten Versuchskörpern.

Während die maximalen Rißbreiten bei den mit Normal- und Spritzbeton ergänzten Balken mit 0,34 bzw. 0,36 mm noch gerade im Bereich des im Hinblick auf den Korrosionsschutz der Bewehrung (unter normalen Umweltbedingungen) liegenden Grenzwertes liegen wird bei den PCC-Ergänzungen in der Regel dieser Bereich überschritten. Lediglich bei Verwendung des PCC 4 und der Parameterkonstellation Haftverbund, Dübel, Netzbewehrung und Nachbehandlung erhält man tolerierbare Werte. Für den Fall einer Beaufschlagung durch Chlorionen oder sonstiger chemischer Beanspruchungen wäre allerdings auch bei den Spritzbeton- und Normalbetonergänzungen eine rißüberbrückende Beschichtung notwendig.

Sowohl bei den Normalbeton- als auch bei den Spritzbetonergänzungen ergab die Parameterkonstellation Dübel, Netzbewehrung und Nachbehandlung die kleinsten maximalen Rißbreiten. Diese schon bei den Vorgängerversuchen beobachtete Tendenz hat sich bei den beschriebenen Versuchen noch verstärkt. Auch die Gefahr, daß sich Ablösungen des Ergänzungsbetons oder Netzzrisse ergeben, wurde durch Bewehrung und Nachbehandlung des Ergänzungsbetons herabgesetzt.

8.3 Durchbiegungen

In den Bildern des Abschnittes 7.3 sind die Durchbiegungen während des Kurzzeitversuches, der Dauerlastbeanspruchung und während des Bruchversuches aufgezeichnet und mit den in /1/ dargestellten Ergebnissen verglichen. Es zeigten sich auch hier ähnliche Tendenzen wie bei den Rißbreitenmessungen.

Der kleinste Einfluß, der während der Aufbringung der Ergänzungsschicht vorgenommenen Schwellbeanspruchung, zeigte sich bei den mit der Parameterkonstellation Dübel, Netzbewehrung und Nachbehandlung versehenen Ergänzungsschichten aus Normal- und Spritzbeton. Demgegenüber zeigten die unter Schwellast aufgetragenen PCC-Ergänzungen die größten Abweichungen gegenüber

den Durchbiegungsergebnissen der im Ruhezustand aufgebrachten vergleichbaren Balken. Wie bei den Vorgängerversuchen zeigt sich auch hier, daß die Anbringung einer Haftbrücke keine signifikante Verbesserung des Instandsetzungserfolges erbringt.

8.4 Dehnungen

Im Abschnitt 7.2.4 sind exemplarisch für die Beurteilung des Instandsetzungserfolges die im Bruchversuch ermittelten Randdehnungen dargestellt. Diese Belastungsart wurde deshalb ausgewählt, da hier die Unterschiede zwischen den einzelnen Ergänzungsarten am deutlichsten wird. Auch der Vergleich mit den im beanspruchungslosen Zustand ergänzten Balken zeigt hier die größten Unterschiede auf. Auch hier wird die in den vorhergehenden Abschnitten ermittelte Tendenz deutlich sichtbar.

Die mit Netzbewehrung und Dübeln versehenen Ergänzungsschichten aus Normal- und Spritzbeton mit entsprechender Nachbehandlung zeigen die geringsten Unterschiede zu den vergleichbaren Ergebnissen der Vorgängerserie auf.

Demgegenüber zeigen die Ergebnisse der mit PCC ergänzten Balken die größten Unterschiede zu den Ergebnissen der Vorgängerversuche auf. Wie bei den in /1/ beschriebenen Untersuchungen läßt sich hier keine günstige Auswirkung durch Anordnung einer Haftbrücke oder von Dispersionszugaben beim Beton erkennen. Dagegen ist der positive Einfluß der Kombination von Dübeln und Netzbewehrung in einem Ergänzungsbeton und die Bedeutung von Nachbehandlungsmaßnahmen unübersehbar.

8.5 Haftzugfestigkeiten

Die Ergebnisse der Haftzugfestigkeitsprüfungen sind in Abschnitt 7.5 dargestellt. Bekanntlicherweise wird in den einschlägigen Instandsetzungsvorschriften diese Prüfmethode oft als einzige Grundlage für die Beurteilung des Instandsetzungserfolges zugrundegelegt. Allerdings zeigen schon die Vorgängerversuche, daß hierzu auch die vorstehend beschriebenen Ergebnisse notwendig sind. Die Haftzugprüfungen zeigen jedoch ähnliche Tendenzen wie die Rißbreiten- und Verformungsmessungen auf. Nur wird dies durch die große Streubreite der Haftzugergebnisse oft nicht so deutlich. Um den Einfluß der

Schwelllast während des Aufbringens der Ergänzung auf die Größe der Haftzugfestigkeit zu verdeutlichen, sind in den nachfolgenden Bildern die Ergebnisse dieser Untersuchungen mit jenen der Vorgängerversuche verglichen. Dabei erfolgt in Bild 8.3 ein Vergleich der Haftzugfestigkeiten der mit Normalbeton ergänzten Balken, während in Bild 8.4 die mit Spritzbeton und in Bild 8.5 die mit PCC ergänzten Versuchskörper behandelt werden.

Der Einfluß der Schwellbeanspruchung wird allerdings erst aus den Ergebnissen der Haftzugprüfungen an den dem Balken nach Versuchsende entnommenen Bohrkernen deutlich (3. Zeile in den Bildern).

Die beiden ersten Zeilen stellen die Ergebnisse der Haftzugprüfung an Bohrkernen aus unbelasteten Begleitplatten dar.

Aus Bild 8.3 wird deutlich, daß alle Ergebnisse der mit Normalbeton ergänzten Balken über dem von der ZTV-SIB verlangten Mindestwert von 1,5 liegen. Auch aus diesem Bild wird deutlich, daß die Bohrkernergebnisse aus den Balken der mit Netzbewehrung versehenen Ergänzung die besten Ergebnisse lieferten.

Bild 8.4 zeigt den Vergleich der Haftzugfestigkeiten des Spritzbetons. Diese Ergebnisse sind wesentlich schlechter als diejenigen der Normalbetonerhöhungen. Der Einfluß der Parameterkonstellation auf die Festigkeiten wird hier nicht so deutlich wie bei den Ergebnissen der Rißbreiten- bzw. Verformungsmessung. Zum Teil liegen die Festigkeiten unter den von der ZTV-SIB genannten Mindestwerten. Dies liegt aber auch wesentlich darin begründet, daß die Qualität des hier eingesetzten Spritzbetons nicht den Erwartungen entsprach (siehe Abschn. 7.5.2.1).

Bild 8.5 zeigt den Vergleich der Haftzugfestigkeiten des PCC. Die Ergebnisse sind vergleichbar mit denjenigen der Spritzbetonerhöhungen. Auch hier liegen die Festigkeiten zum Teil unter dem von der ZTV-SIB geforderten Grenzwert von $1,5 \text{ N/mm}^2$.

Haftzugfestigkeiten [N/mm ²]	Versuchsbalken und Parameterkonstellation							
	Dü - Ne - Na		Dü - Na		Ha - Na		Na	
	EH li	EA re /1/	EH re	EC li /1/	EI li	EB li /1/	EI re	EC re /1/
Begleitplatten, unbelastet nach 28 Tagen Normallagerung	2,10	2,45	2,38	2,48	2,81	2,59	2,32	1,05
Begleitplatten, unbelastet nach 15 Monaten Freilagerung	1,97	2,62*	2,49	2,34*	3,60	3,25*	2,84	0,85*
Versuchsbalken, Schwellast nach Versuchsende								
Zugbereich	2,65	-	2,53	-	2,26	-	2,07	-
Druckbereich	2,84	-	1,75	-	1,83	-	1,76	-

* 9 Monate

Bild 8.3: Vergleiche der Haftzugfestigkeiten der Ergänzungen mit Portlandzementbeton

Haftzugfestigkeiten [N/mm ²]	Versuchsbalken/Parameter			
	Dü - Ne - Na		Na	
	EJ li	EF re /1/	EJ re	EF li /1/
Begleitplatten, unbelastet nach 28 Tagen Normallagerung	1,59	1,93	2,92	3,02
Begleitplatten, unbelastet nach 15 Monaten Freilagerung	1,11	1,90*	0,82	1,97*
Versuchsbalken, Schwellast nach Versuchsende				
Zugbereich	1,21	-	1,49	-
Druckbereich	0,97	-	1,08	-

* 9 Monate

Bild 8.4: Vergleiche der Haftzugfestigkeiten der Ergänzungen mit Spritzbeton

Während die Ergebnisse der Ergänzung mit PCC 3 nur knapp unter diesem Grenzwert liegen, sind diejenigen des PCC 4 mit der Parameterkonstellation Haftverbund und Nachbehandlung nicht hinnehmbar. Unter Zugrundelegung der Rißbreiten- und Verformungsergebnisse sollten deshalb auch die PCC-Ergänzungen zur Erzielung einer guten Gebrauchsfähigkeit mit einer Netzbewehrung und Dübeln versehen werden.

Haftzugfestigkeiten [N/mm ²]	Versuchsbalken/Parameter							
	PCC 2 + PCC 3				PCC 1 + PCC 4			
	Ha - Dü - Ne - Na		Ha - Na		Ha - Dü - Ne - Na		Ha - Na	
	EK li	ED re /1/	EK re	-	EL li	ED li /1/	EL re	EE li /1/
Begleitplatten, unbelastet nach 28 Tagen Normallagerung	2,33	2,00	2,23	-	1,54	2,28	2,10	2,10
Begleitplatten, unbelastet nach 15 Monaten Freilagerung	2,52	2,47*	3,45	-	2,60	2,87*	3,19	2,68*
Versuchsbalken, Schwellast nach Versuchsende								
Zugbereich	1,46	-	1,79	-	1,53	-	0,41	-
Druckbereich	1,75	-	1,40	-	1,19	-	1,10	-

* 9 Monate

Bild 8.5: "Indirekte" Vergleiche der Haftzugfestigkeiten der Ergänzungen mit PCC

9. Zusammenfassung

Mit dem beschriebenen Versuchsvorhaben sollte die Wirkungsweise von großflächigen Ergänzungen untersucht werden. Dieses Instandsetzungskonzept wird überwiegend bei großflächigen Bauwerken wie Brücken und dergleichen angewandt. Verkehrsbedingt ist es wünschenswert, daß Brückenbauwerke unter Schwellast instandgesetzt werden. Durch Vergleich mit im unbelasteten Zustand ergänzten Balken sollte in diesem Vorhaben geprüft werden, ob und in welcher Höhe eine Schwellbeanspruchung während der Aufbringung der Ergänzung ohne signifikante Minderung des Gebrauchsverhaltens statthaft ist. Es wurden drei verschiedene Ergänzungsstoffe bzw. -methoden angewendet:

- 1) Ergänzung mit Portland-Zement-Beton (Normalbeton)
- 2) Ergänzung mit Spritzbeton
- 3) Ergänzung mit PCC

Um eine Verbindung mit dem Altbeton herzustellen, wurden in der Fuge zwischen Alt- und Neubeton Dübel gesetzt, bzw. andere Maßnahmen zur Herstellung des Verbundes und zur Verhinderung von groben Rissen in der Ergänzungsschicht angeordnet.

Schon bei der Aufbringung der Ergänzungsschicht zeigte sich, daß im Vergleich zu den bei unbelasteten Balken vorgenommenen Methoden leichte Veränderungen vorgenommen werden mußten. Dies betraf z.B. die Auftragart bei den PCCs. Auch das Anbringen der Schalung mußte kritisch überprüft werden.

Die Versuchsergebnisse zeigen bei den mit Normalbeton ergänzten Balken eine gute Übereinstimmung mit denjenigen der Vorgängerversuche. Dies betraf vor allem die Versuchskörper die mit Dübeln und Netzbewehrung in der Ergänzungsschicht versehen waren und eine entsprechende Nachbehandlung erfuhren. Es ist allerdings zu bemerken, daß im Brückenbau die Anbringung einer Schalung für die Ergänzungsschicht, vor allem bei langen Brücken, nicht möglich ist.

Deshalb empfiehlt sich die Aufbringung des Portlandbetons als Spritzbeton. Hierbei ergaben sich durch die Versuche einige Anhaltspunkte, wie solche

Arbeiten durchzuführen sind. Vor allem zeigte sich, daß bei Verwendung von nicht vorkonfektioniertem Spritzbetonmaterial sehr starke Unterschiede in der Spritzbetonqualität festzustellen sind. Die Haftzugfestigkeiten lagen bei einigen Proben unterhalb der in ZTV-SIB /4/ geforderten Werte. Deshalb wird aus diesen Untersuchungen heraus eindringlich die Verwendung von vorkonfektioniertem Spritzbeton gefordert, da hierdurch Qualitätseinbußen gemindert werden können. Zum anderen hing der Erfolg der Spritzbetonergänzung wesentlich von Sorgfalt und Ausbildung des eingesetzten Personals ab. Hier sollte, ähnlich wie beim Verarbeiten von Spritzbeton mit Kunststoffzusatz (SPCC), eine Schulung des Personals verlangt werden. Ansonsten zeigen die Ergebnisse der mit Spritzbeton ergänzten Balken einige Qualitätsunterschiede gegenüber den in unbelastetem Zustand ergänzten Balken, die jedoch bei Beachtung der o.a. Überlegungen eingeschränkt werden können. Auch hier erbrachten die Versuchskörper mit Dübeln und Netzbewehrung in der Ergänzungsschicht die besten Ergebnisse.

Bei den mit PCC ergänzten Balken waren die größten Unterschiede zwischen den im Ruhe- und den im Schwelllastzustand ergänzten Balken festzustellen. Dies mag zum einen daher rühren, daß die eingesetzten Baustoffe nur begrenzt vergleichbar sind. Aber auch die Vergleiche der Instandsetzungserfolge untereinander zeigen, daß für Ergänzungen von großen Flächen PCCs nicht zu empfehlen sind.

Bei Beginn des Forschungsvorhabens war die ZTV-SIB 90 /4/, die die Anwendung von gespritzten PCCs (SPCC) erlaubt, noch nicht gültig. Deshalb wurde diese Verfahrensart noch nicht in die Untersuchung einbezogen.

Bei dem nachfolgenden Forschungsvorhaben /11/, bei dem Betonbalken an der Unterseite ergänzt werden, ist allerdings dieses Verfahren mit eingeschlossen. Erste Ergebnisse lassen für SPCCs ein Leistungsvermögen erwarten, daß bei großflächigen Ergänzungen über dem der PCCs liegt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß es Möglichkeiten gibt, auch großflächige Bauwerke unter Verkehrsbeanspruchung zu ergänzen. Hier bietet sich vor allem die Spritzbetonbauweise an, bei der, unter Beachtung von konstruktiven, stofflichen und qualitätssichernden Maßnahmen durch das eingesetzte Personal, gute Instandsetzungserfolge zu erwarten sind.

10. Literatur

- /1/ Kordina, K.; Blume, F.; Günther, J.: Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteilergänzungen bei praxisnahen Beanspruchungen. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 506, 1987.
- /2/ DIN 18 551: Spritzbeton, Herstellung und Prüfung, a) Ausgabe Juli 1979, b) Ausgabe März 1992.
- /3/ Deutscher Beton-Verein: Merkblatt "Instandsetzen von Betonbauteilen", 1982.
- /4/ Zusätzliche technische Vorschriften und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauten. Bundesminister für Verkehr, Verkehrsblattverlag, a) Ausgabe 1987 (ZTV-SIB 87), b) Ausgabe 1990 (ZTV-SIB 90).
- /5/ DAfStb-Richtlinie: "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen". Fassung 1990.
- /6/ Teutsch, M.; Günther, J.: Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteilergänzungen. Heft 87 des iMBM der TU Braunschweig, 1989, Seite 169 - 172.
- /7/ Kruse, N.: Einfluß von Verkehrserschütterungen auf die Spritzbeton-Qualität bei Brückensanierung. Forschungsbericht des Instituts für Bauplanung und Baubetrieb ETH Zürich, August 1987.
- /8/ Bonzel, J.; Schmidt, M.: Einfluß von Erschütterungen auf frischen und jungen Beton. Beton, Hefte 9 und 10, 1980.
- /9/ Cantienie, R.: Dynamische Belastungsversuche an Straßenbrücken in der Schweiz. 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Forschungs- und Arbeitsberichte Abt. 116, Massivbau, Bericht Nr. 116/1.
- /10/ Untersuchungen an der Brücke Leine-Rhume-Flutmulde der Autobahn A7. Prüfung von Sanierungsmaßnahmen u.a. mit Spritzbeton, Untersuchungsbericht 80 128, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig.

/11/ Falkner, H.; Günther, J.; Teutsch, M.: Dauerhaftigkeit von Bauteiler-
gänzungen in der Zugzone von Massivbauteilen. Forschungsvorhaben in
Bearbeitung.

Anhang

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN	
	Auslagerung				Bruchversuch				im Bruch- versuch	
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	12	5	14	8	16	8	16	8	30	12
1	8	4	12	8	11	7	12	9	16	11
2	5	5	18	14	15	12	16	13	24	17
3	7	3	10	7	15	7	16	10	28	14
3'	5	4	22	10	18	9	16	9	26	12
	Ergänzungsparameter Dü - Ne - Na									

Bild R1: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Normalbeton
Parameter Dü - Ne - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	10	6	12	9	10	7	14	10	24	13
1	10	5	16	7	23	9	26	10	40	13
2	3	3	12	12	12	12	12	12	26	22
3	7	5	16	8	19	11	20	11	32	17
3'	7	4	23	10	18	9	16	8,5	34	13,5
	Ergänzungsparameter Dü - Na									

Bild R2: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Normalbeton
Parameter Dü - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	10	8	20	13	32	24	32	24	58	32
1	--	--	--	--	16	11	16	13	28	22
2	--	--	--	--	16	12	16	12	40	28
3	--	--	--	--	20	19	24	23	46	21
3'	12	11	18	14	24	19,5	34	25	60	37
	Ergänzungsparameter $H_a - N_a$									

Bild R3: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Normalbeton
Parameter Ha - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	10	8,5	12	12	30	24	30	25,5	40	30
1	--	--	--	--	16	12	16	12,5	38	18
2	--	--	--	--	12	10	12	11,5	20	18
3	--	--	--	--	10	12	14	18	28	18
3'	8	5	12	10	18	17	22	19	42	26
	Ergänzungsparameter Na									

Bild R4: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Normalbeton
Parameter Na

Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$									80 kN im Bruch- versuch	
Auslagerung				Bruchversuch						
Beginn		Ende		vor LW		nach LW				
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	--	--	20	20	30	28	32	30	36	32
1	7	4	18	10	20	14,5	22	15	30	18
2	7	7	20	20	12	12	12	12	16	14
3	5	4	20	16	19	18	20	19	28	25
3'	--	--	--	--	24	24	24	24	34	33
Ergänzungsparameter Dü - Ne - Na										

Bild R5: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Spritzbeton
Parameter Dü - Ne - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	--	--	--	--	24	23	26	25	40	34
1	10	8	25	16	34	18	36	19	52	25
2	10	10	15	15	15	15	15	15	32	22,5
3	5	4	20	11	32	14	32	15	48	21
3'	--	--	--	--	28	24	30	25	44	33
	Ergänzungsparameter Na									

Bild R6: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Spritzbeton
Parameter Na

Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$									80 kN im Bruch- versuch	
Auslagerung				Bruchversuch						
Beginn		Ende		vor LW		nach LW				
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	30	16	45	20	40	20	52	27	72	38
1	20	10	30	14,5	30	15,5	24	15	52	26
2	15	14	20	20	16	16	14	11	22	17
3	30	23	35	20	32	22	28	19	42	25
3'	35	23	45	30	46	31	46	31	72	44,5
Ergänzungsparameter Ha - Dü - Ne - Na										

Bild R7: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit PCC 3
Parameter Ha - Dü - Ne - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	26	17	45	31	52	32,5	56	32,5	98	58,5
1	12	10	50	30	44	27	52	27	64	38
2	15	15	30	24	22	22	24	16	34	23
3	5	5	27	19	26	18	40	21	52	34
3'	28	17	35	23	36	23	42	25	76	37
	Ergänzungsparameter Ha - Na									

Bild R8: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit PCC 3
Parameter Ha - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN	
	Auslagerung				Bruchversuch				im Bruch- versuch	
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	19	12	12	11	17	15	17	15	26	24
1	--	--	--	--	28	19,5	28	20	38	30
2	--	--	--	--	10	10	10	10	16	13
3	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
3'	10	8	12	11	--	--	8	8	28	13
	Ergänzungsparameter Ha - Dü - Ne - Na									

Bild R9: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit PCC 4
Parameter Ha - Dü - Ne - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN	
	Auslagerung				Bruchversuch				im Bruch- versuch	
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	8	8	30	19	34	23	34	24	70	49
1	--	--	--	--	17	17	20	20	48	48
2	--	--	--	--	11	11	13	13	26	16
3	--	--	--	--	52	23	52	24	96	51
3'	18	10	26	16	44	22	44	27	72	44
	Ergänzungsparameter $H_a - N_a$									

Bild R10: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit PCC 4
Parameter Ha - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN	
	Auslagerung				Bruchversuch				im Bruch- versuch	
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{max}	w_{m}	w_{max}	w_{m}	w_{max}	w_{m}	w_{max}	w_{m}	w_{max}	w_{m}
1	3	3	10	6	16	9	18	9	26	14
2	--	--	--	--	24	13	26	14	50	21
3	4	3	14	9	16	12	18	14	34	21
	Ergänzungsparameter Dü - Ne - Na									

Bild R11: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf
Parameter Dü - Ne - Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN	
	Auslagerung				Bruchversuch				im Bruch- versuch	
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1	3	3	6	4	12	9	12	9	22	10
2	--	--	--	--	18	12	18	13	28	20
3	7	4	9	5	12	9	12	10	24	16
	Ergänzungsparameter Na									

Bild R12: Rißbreitenentwicklung bei Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf
Parameter Na

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	--	--	--	--	--	--	--	--	32	22
1	--	--	--	--	--	--	--	--	26	14
2	--	--	--	--	--	--	--	--	24	13
3	--	--	--	--	--	--	--	--	20	17
3'	--	--	--	--	--	--	--	--	18	14,5
	Ergänzungsparameter keine									

Bild R13: Rißbreitenentwicklung beim Vergleichsbalken
linke Balkenhälfte

	Gebrauchslast $F_0 = 40 \text{ kN}$								80 kN im Bruch- versuch	
	Auslagerung				Bruchversuch					
	Beginn		Ende		vor LW		nach LW			
Meßlinie	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m	w_{\max}	w_m
1'	--	--	--	--	7	7	7	7	22	14
1	--	--	--	--	--	--	--	--	20	16
2	--	--	--	--	--	--	--	--	32	25
3	--	--	--	--	--	--	--	--	34	20
3'	--	--	--	--	--	--	--	--	28	13
	Ergänzungsparameter keine									

Bild R14: Rißbreitenentwicklung beim Vergleichsbalken
rechte Balkenhälfte

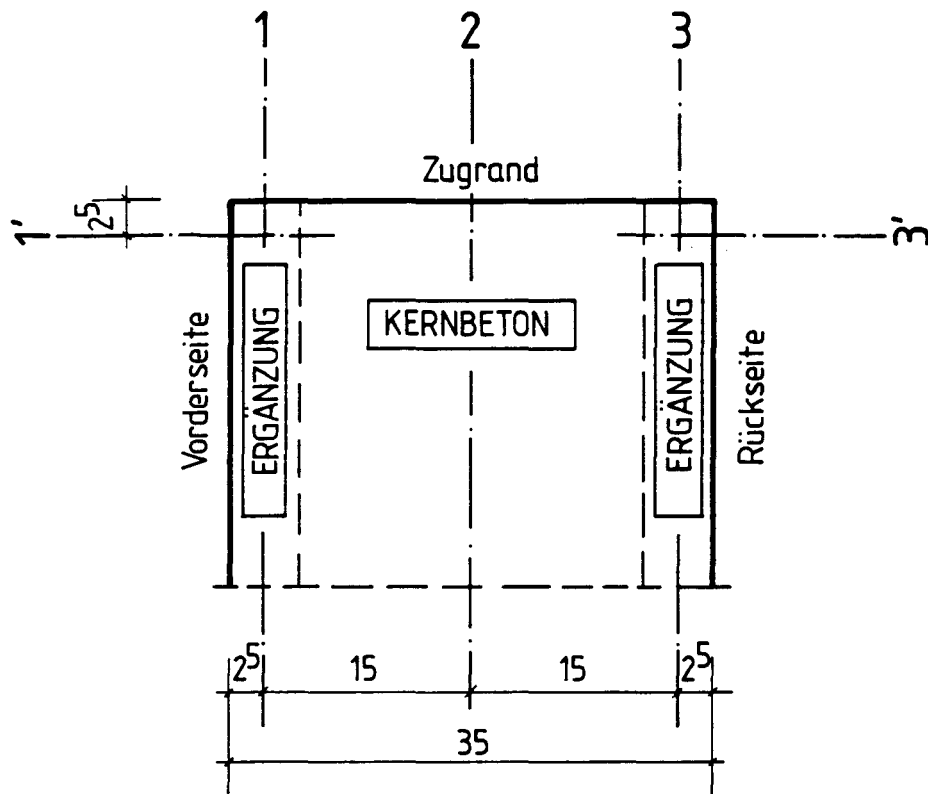


Bild R15: Rißmeßlinien (1, 1', 2, 3, 3') in der Zugzone bei seitlicher Ergänzung

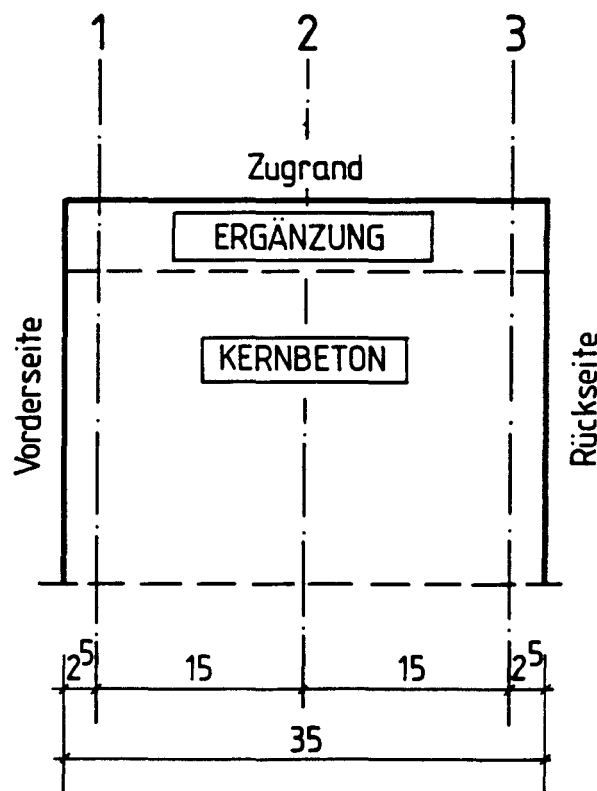


Bild R16: Rißmeßlinien (1, 2, 3) in der Zugzone bei unterer Ergänzung (Darstellung im Bruchversuch)

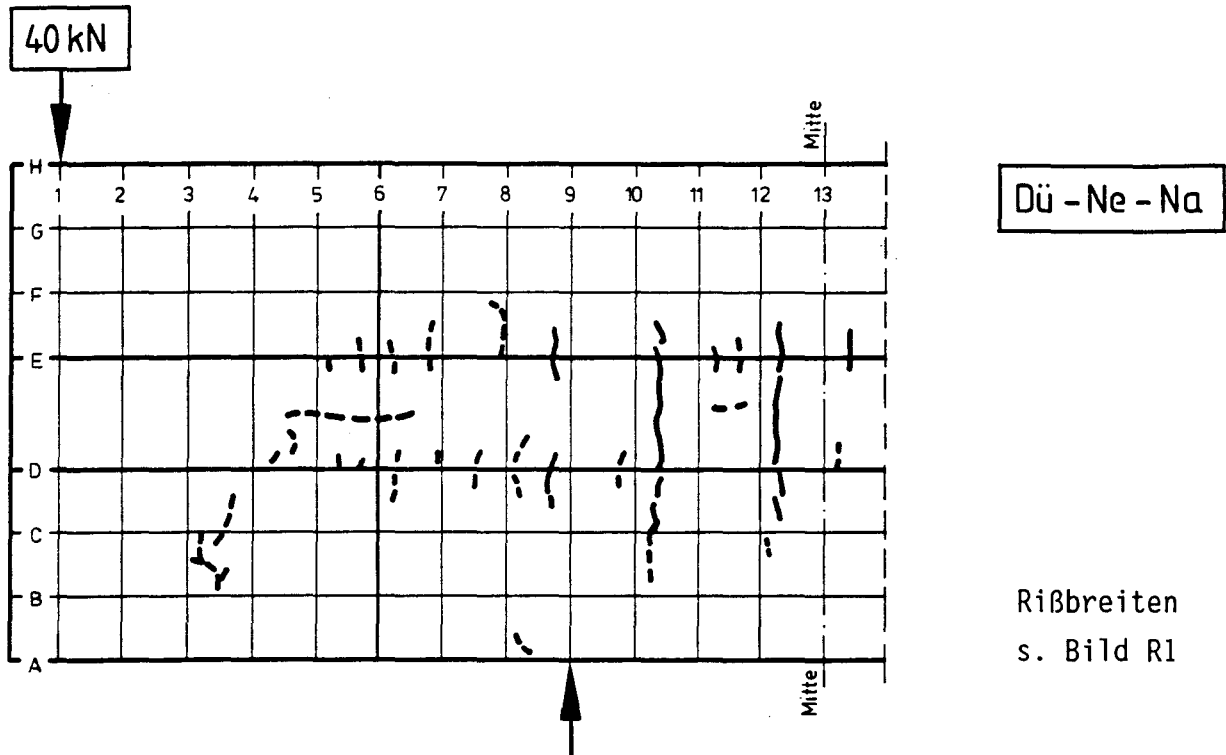


Bild R17: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Normalbeton
nach dem Kurzzeitversuch —————
und nach der Auslagerung - - - - -

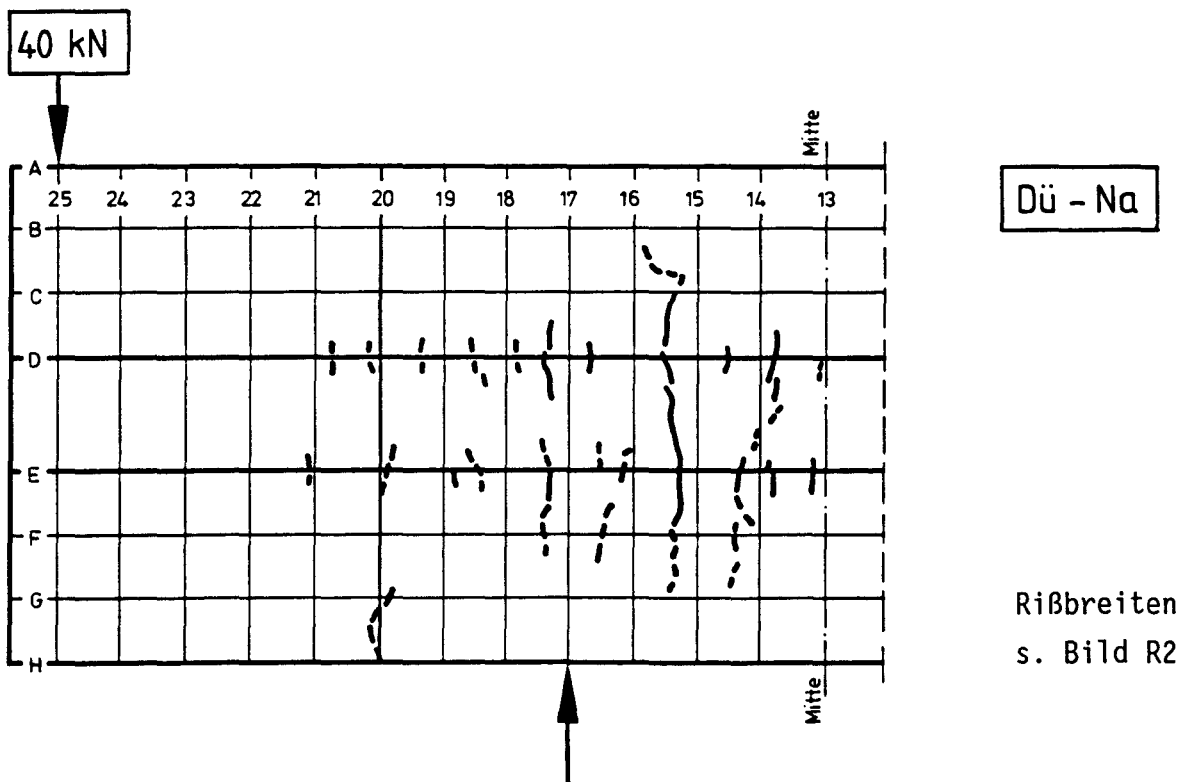


Bild R18: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Normalbeton
nach dem Kurzzeitversuch —————
und nach der Auslagerung - - - - -

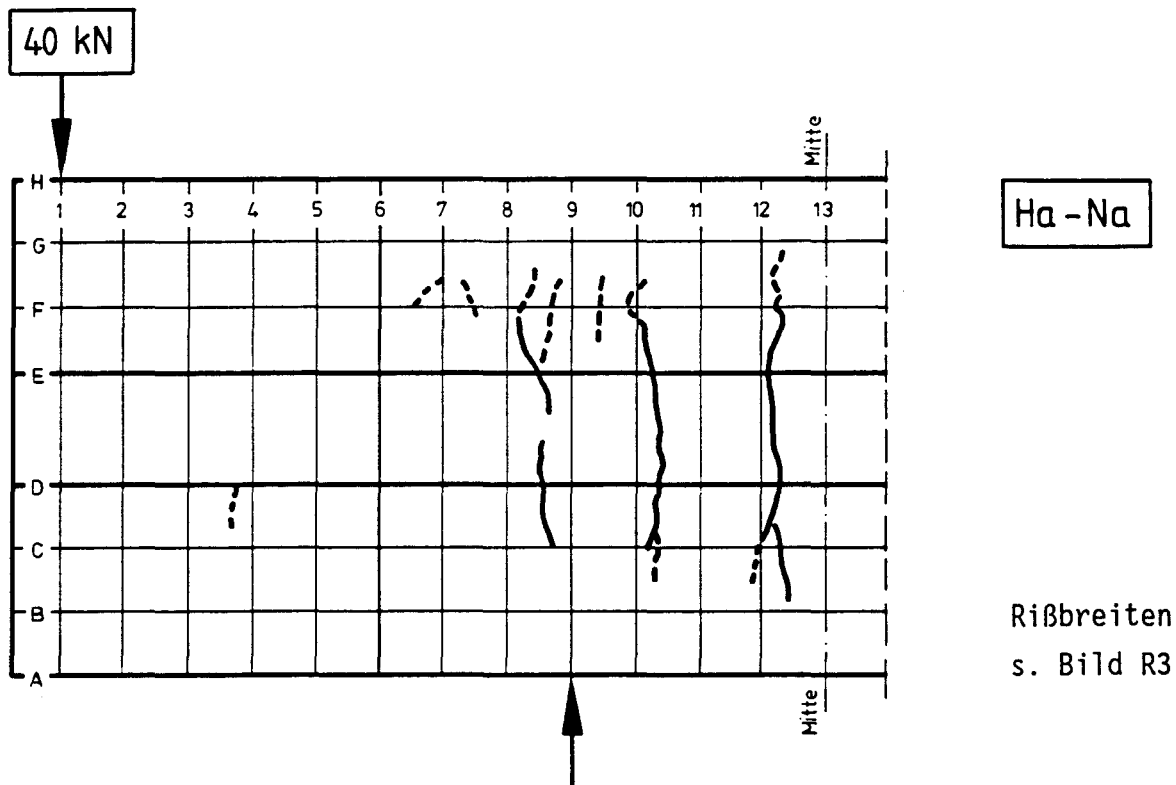


Bild R19: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Normalbeton
nach dem Kurzzeitversuch —————
und nach der Auslagerung - - - - -

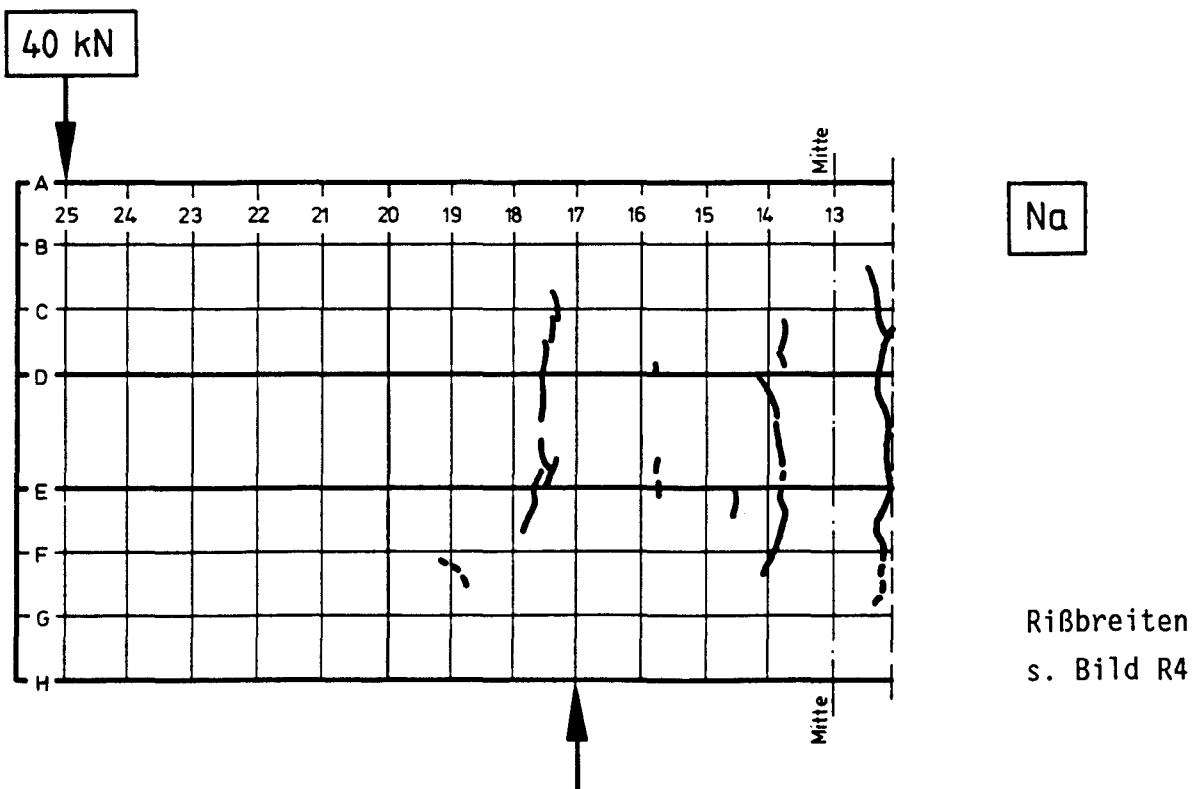
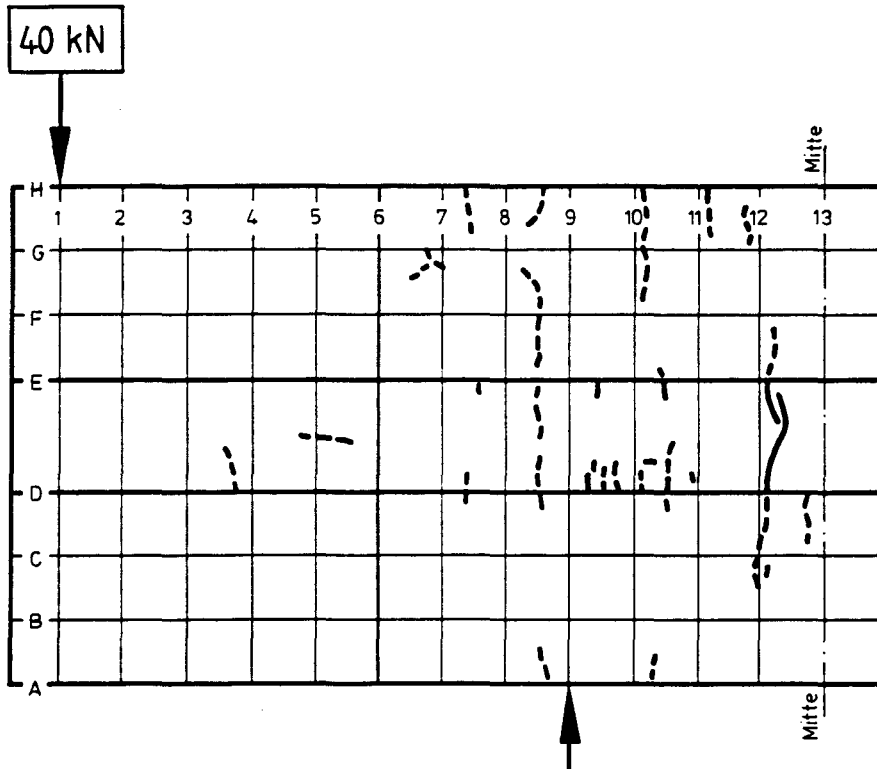


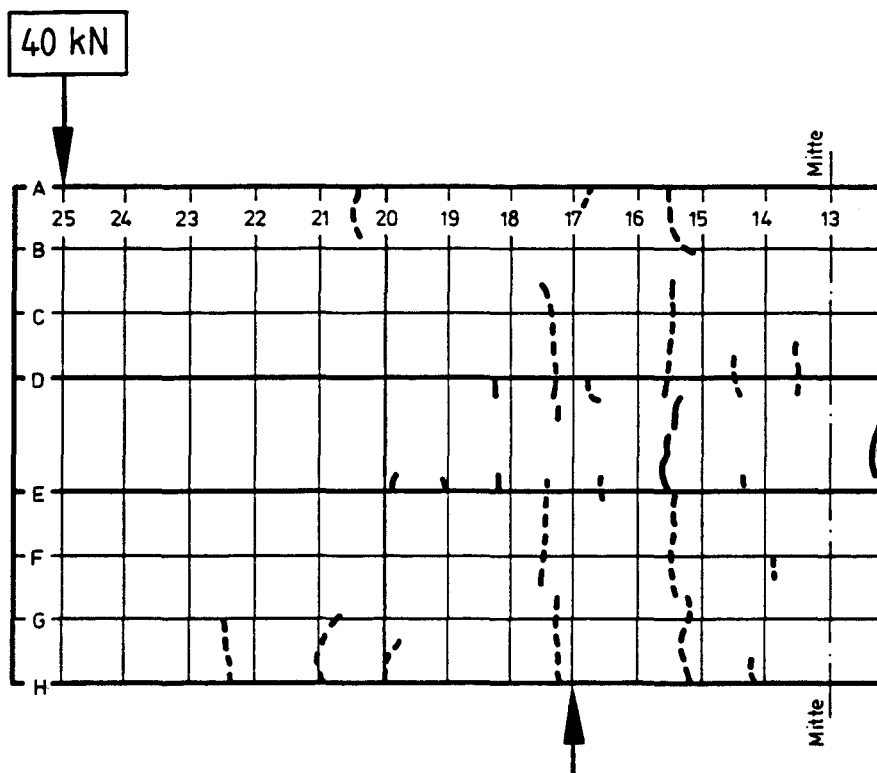
Bild R20: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Normalbeton
nach dem Kurzzeitversuch —————
und nach der Auslagerung - - - - -



Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R5

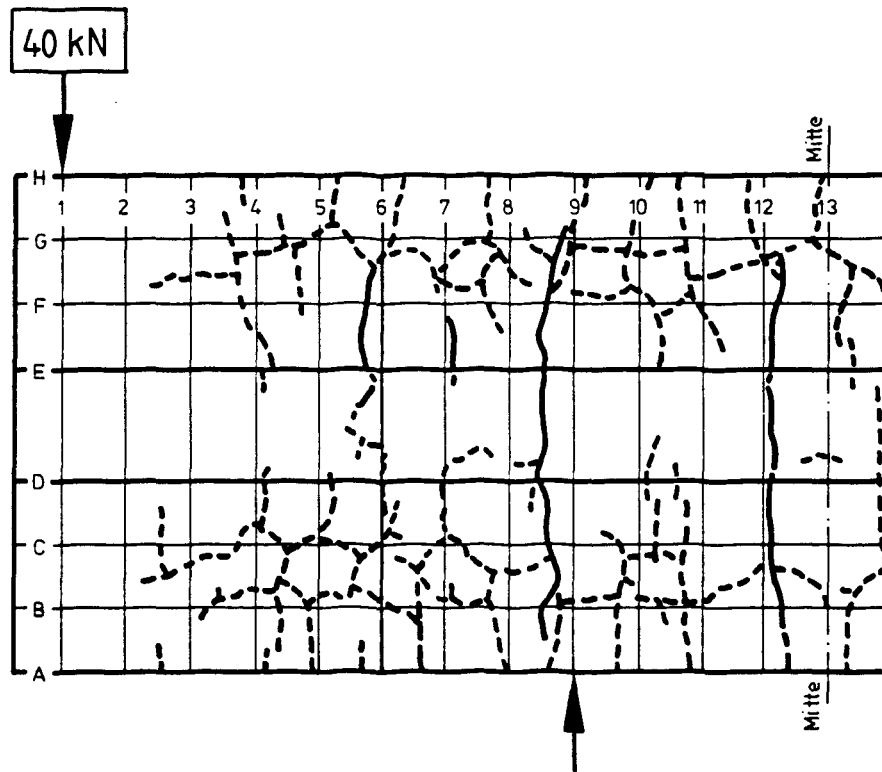
Bild R21: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Spritzbeton
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Na

Rißbreiten
s. Bild R6

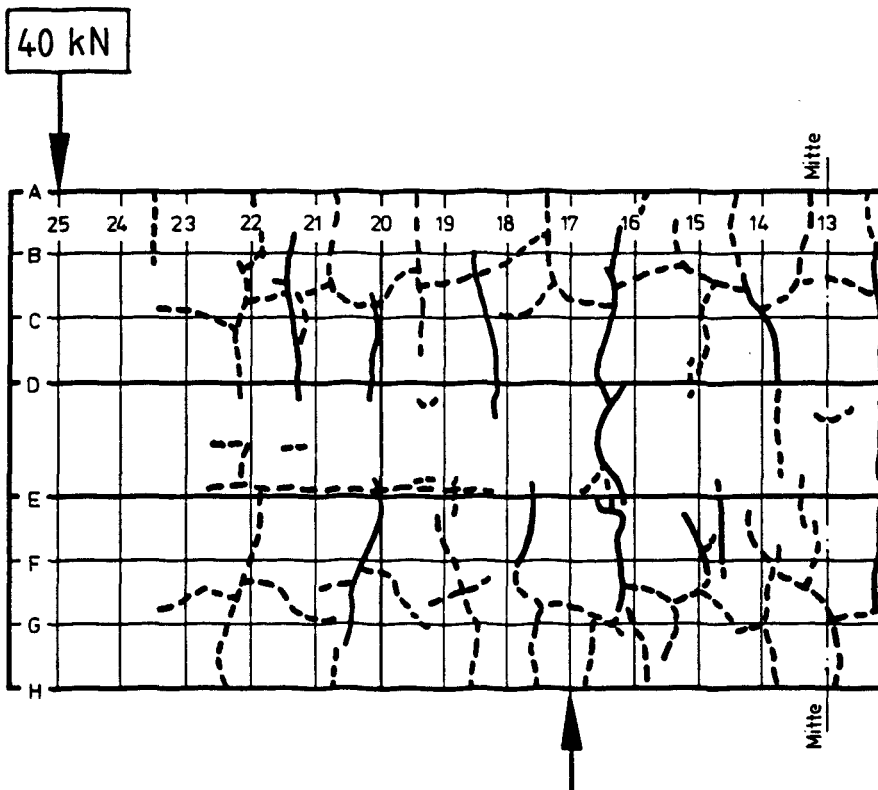
Bild R22: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Spritzbeton
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Ha - Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R7

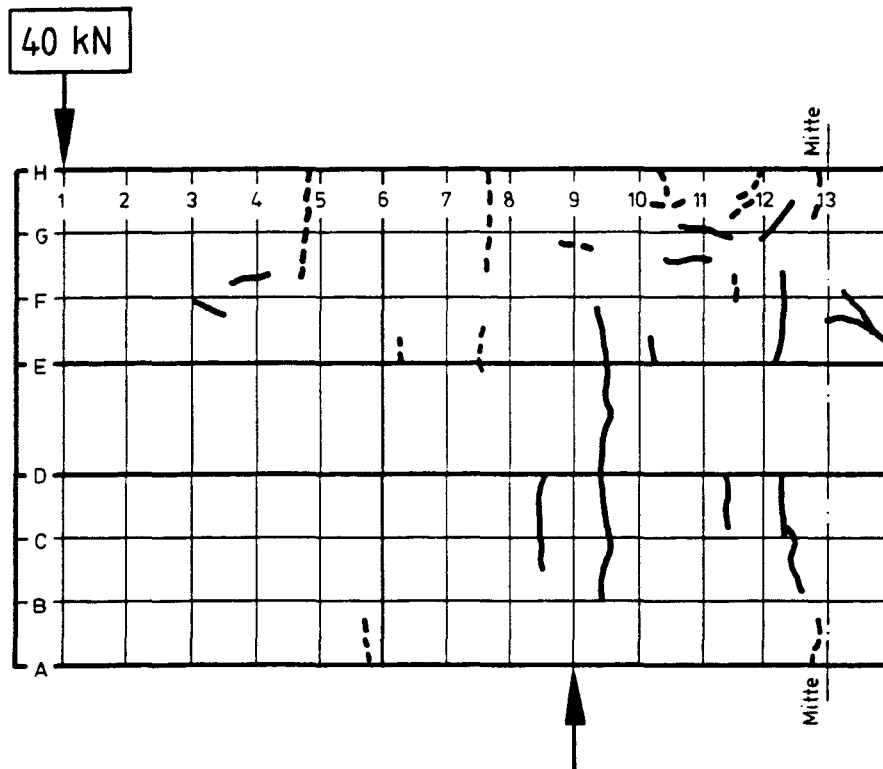
Bild R23: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit PCC 3
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Ha - Na

Rißbreiten
s. Bild R8

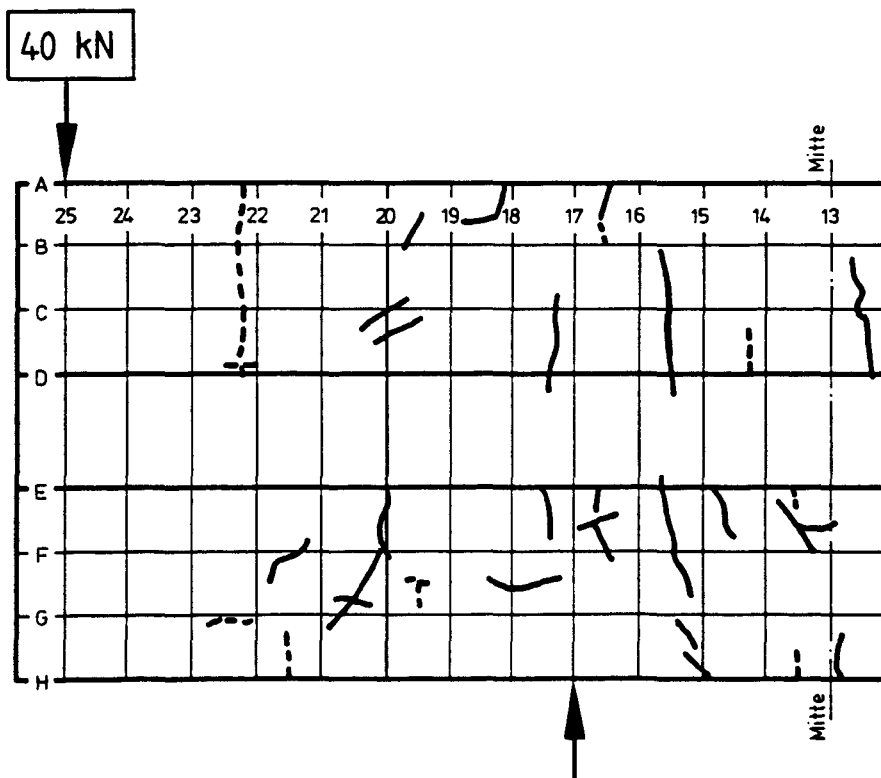
Bild R24: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit PCC 3
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Ha - Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R9

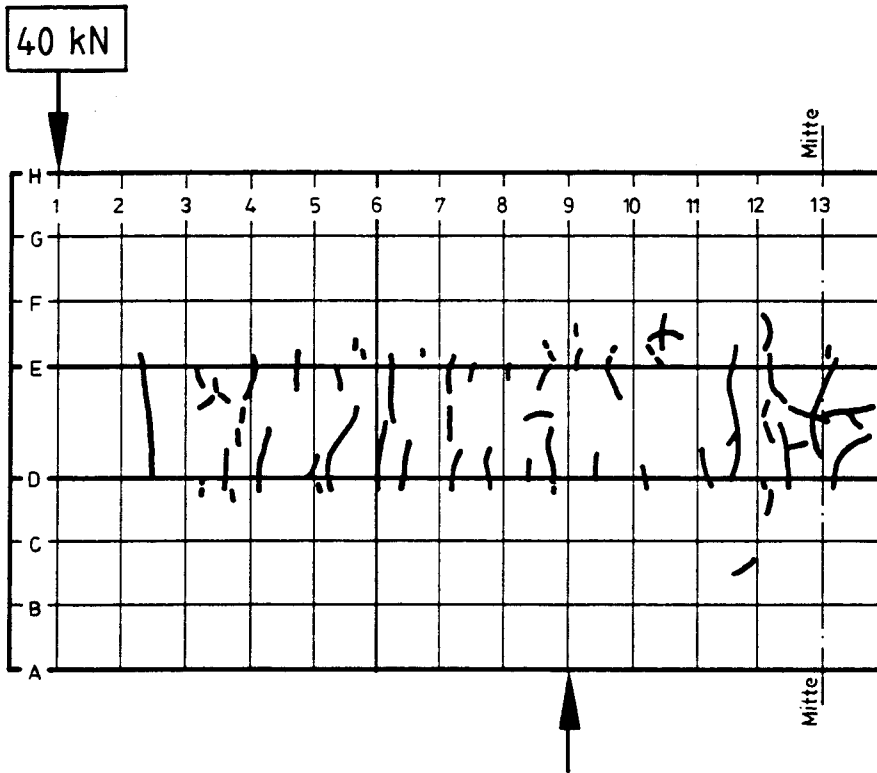
Bild R25: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit PCC 4
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Ha - Na

Rißbreiten
s. Bild R10

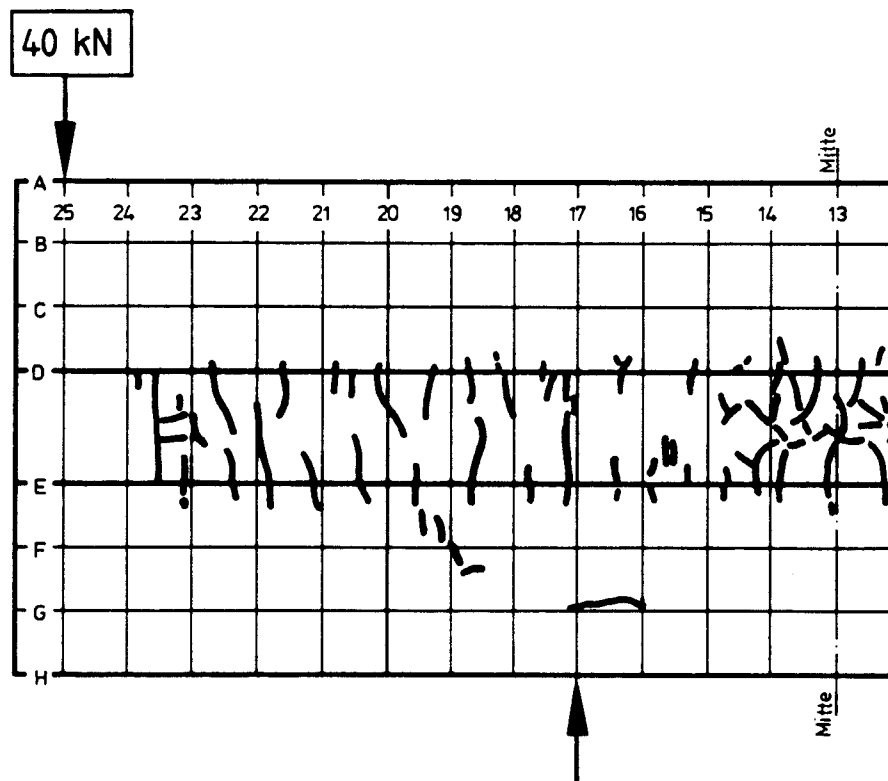
Bild R26: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit PCC 4
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R11

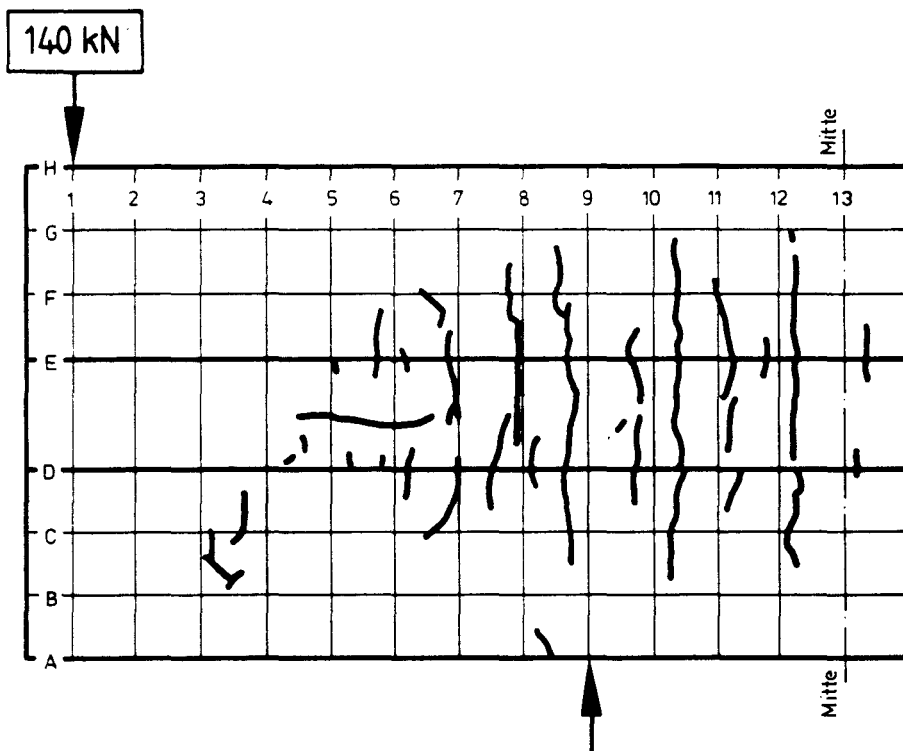
Bild R27: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Dü - Na

Rißbreiten
s. Bild R12

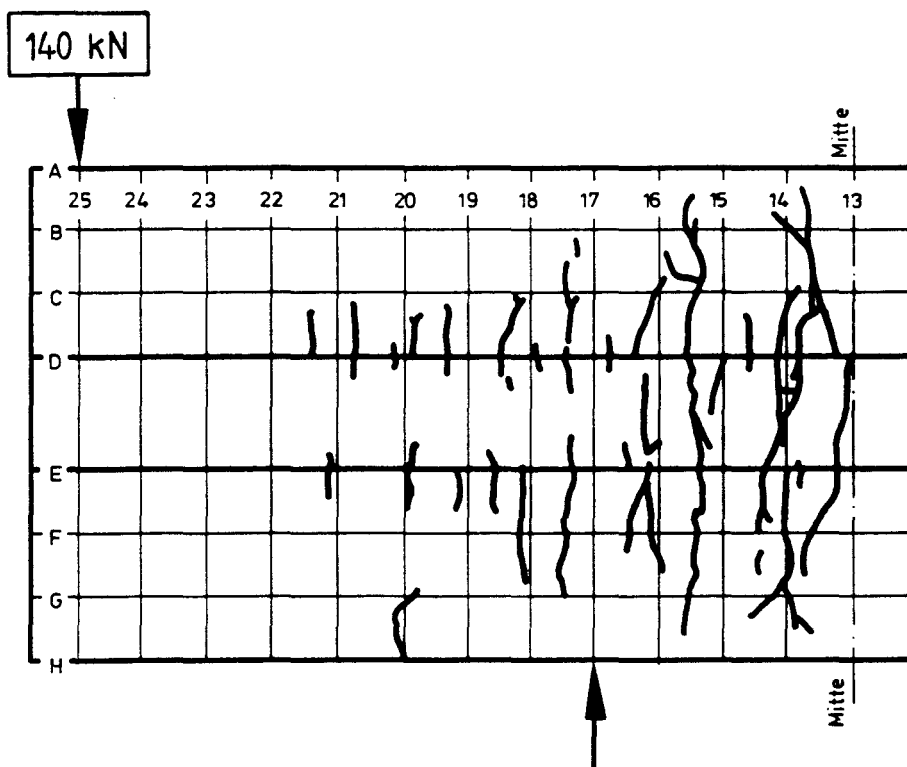
Bild R28: Rißbild unter Gebrauchslast, Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf
nach dem Kurzzeitversuch _____
und nach der Auslagerung - - - - -



Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R1

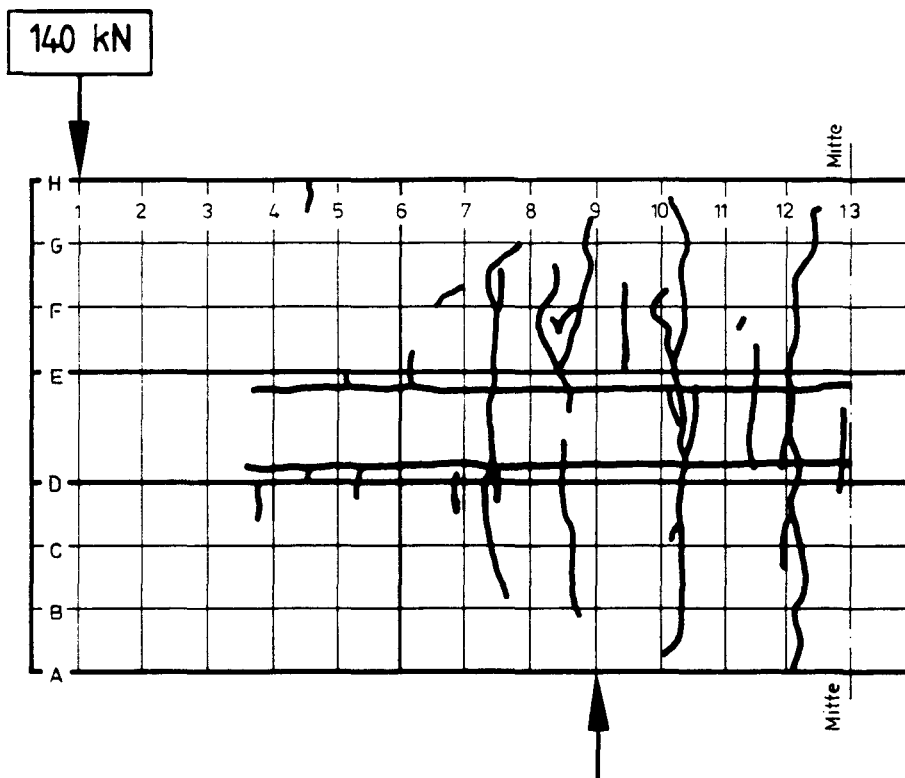
Bild R29: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Normalbeton



Dü - Na

Rißbreiten
s. Bild R2

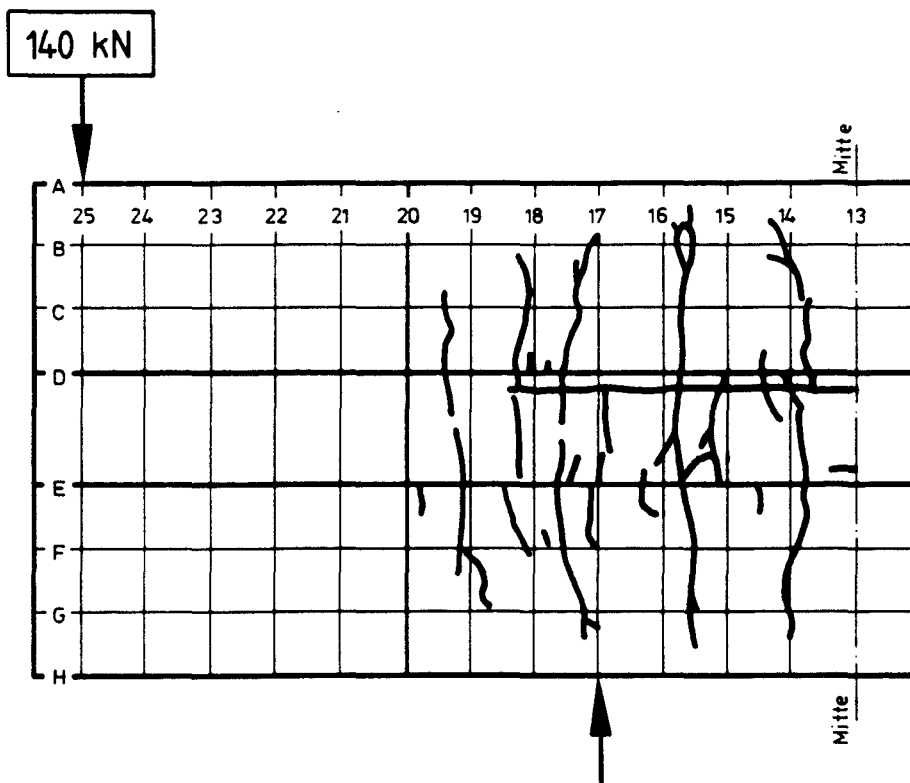
Bild R30: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Normalbeton



Ha - Na

Rißbreiten
s. Bild R3

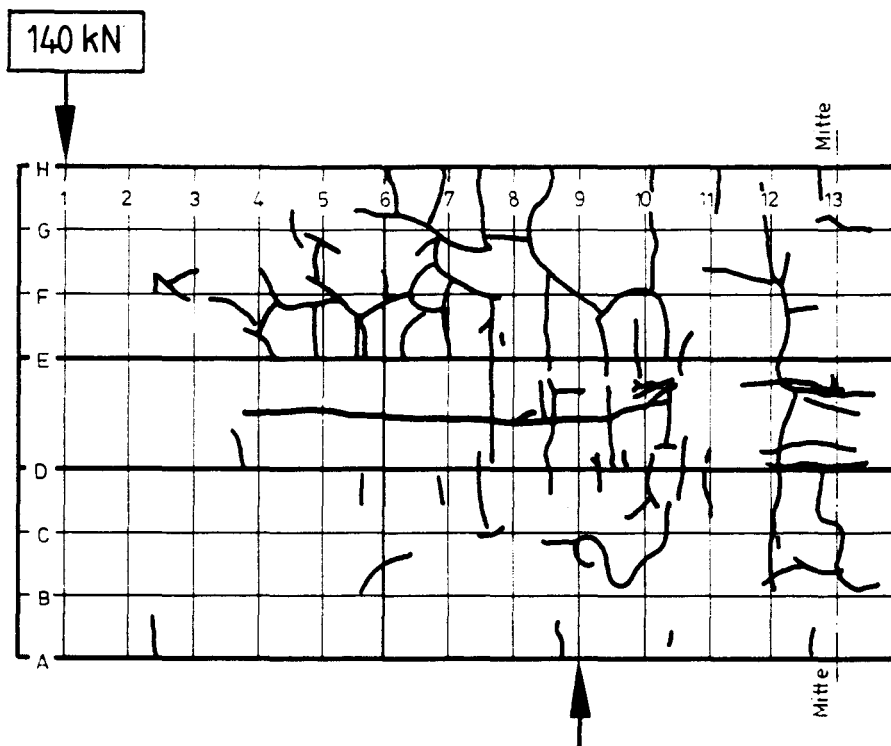
Bild R31: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Normalbeton



Na

Rißbreiten
s. Bild R4

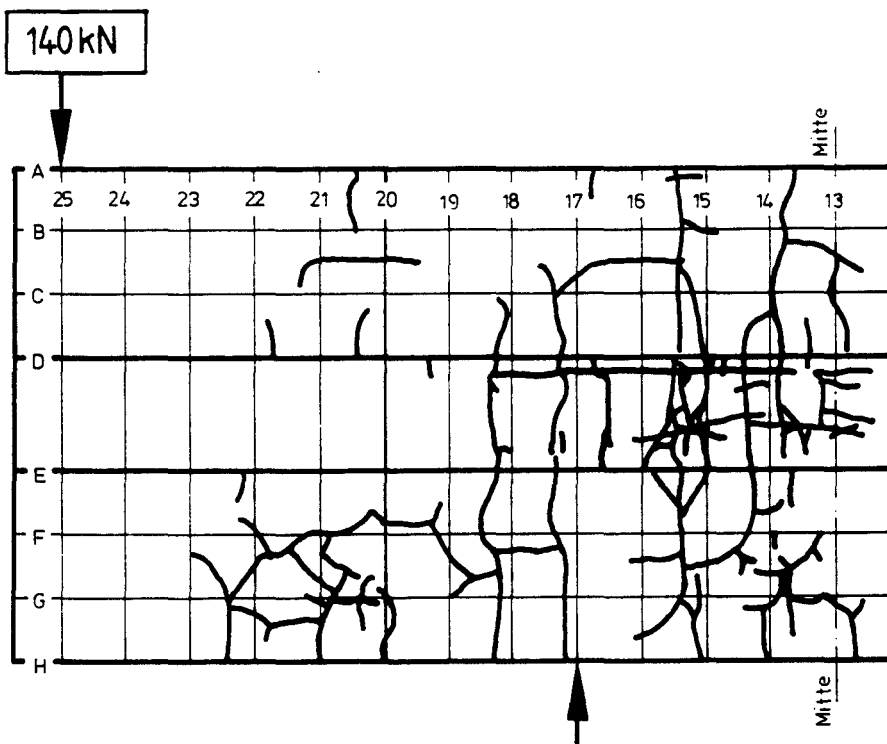
Bild R32: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Normalbeton



Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R5

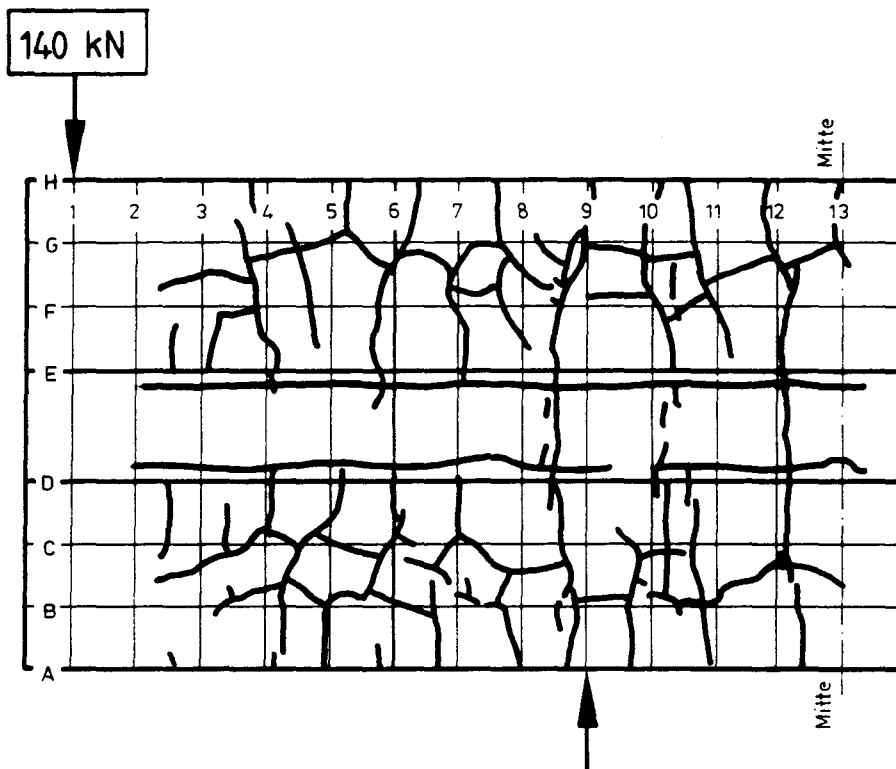
Bild R33: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Spritzbeton



Na

Rißbreiten
s. Bild R6

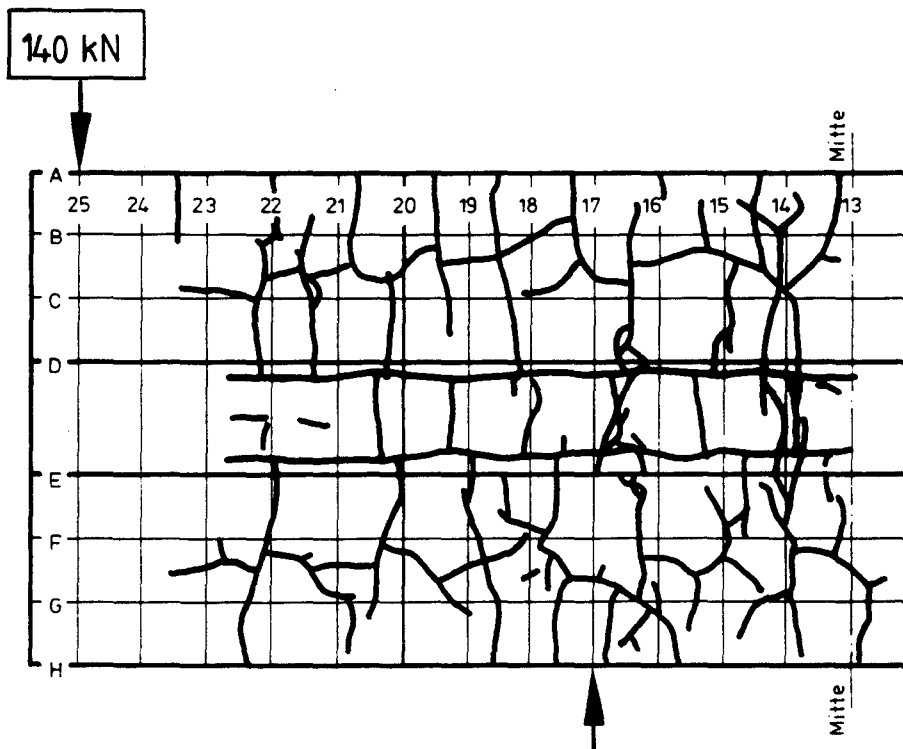
Bild R34: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Spritzbeton



Ha - Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R7

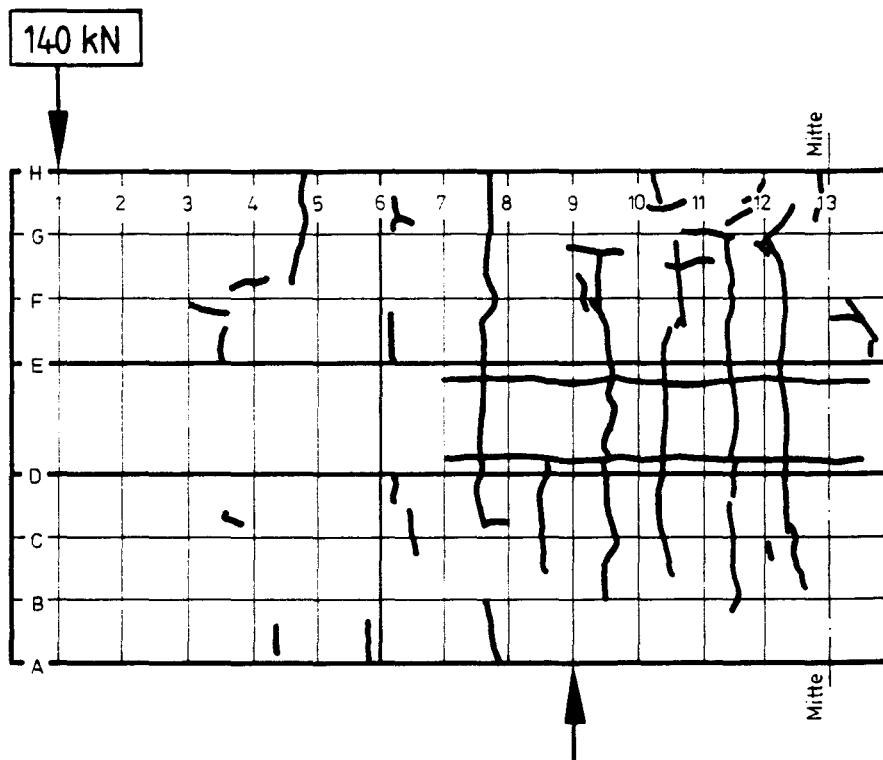
Bild R35: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit PCC 3



Ha - Na

Rißbreiten
s. Bild R8

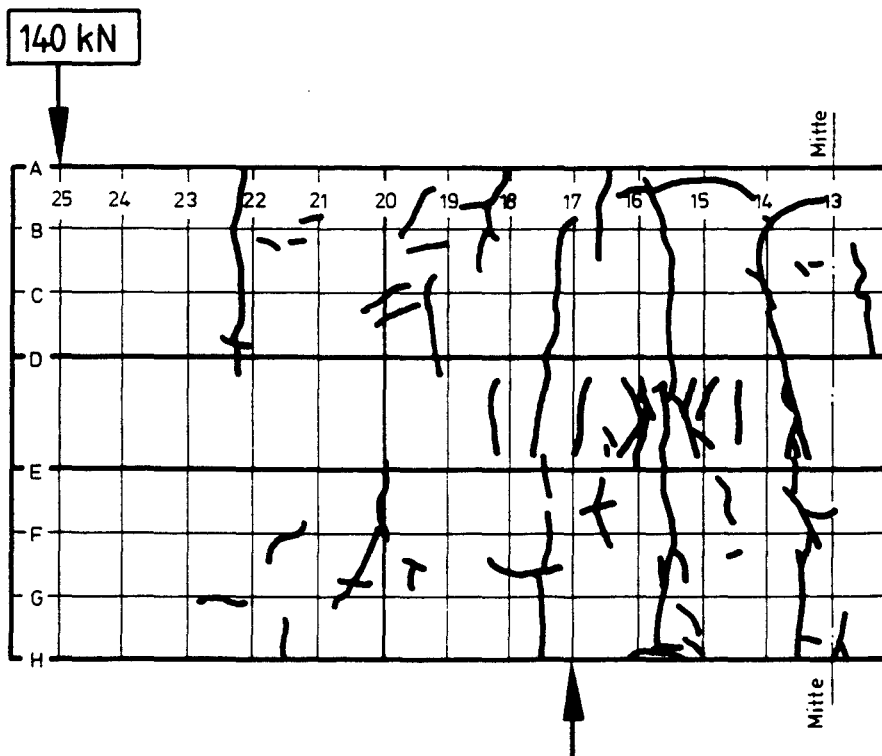
Bild R36: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit PCC 3



Ha - Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R9

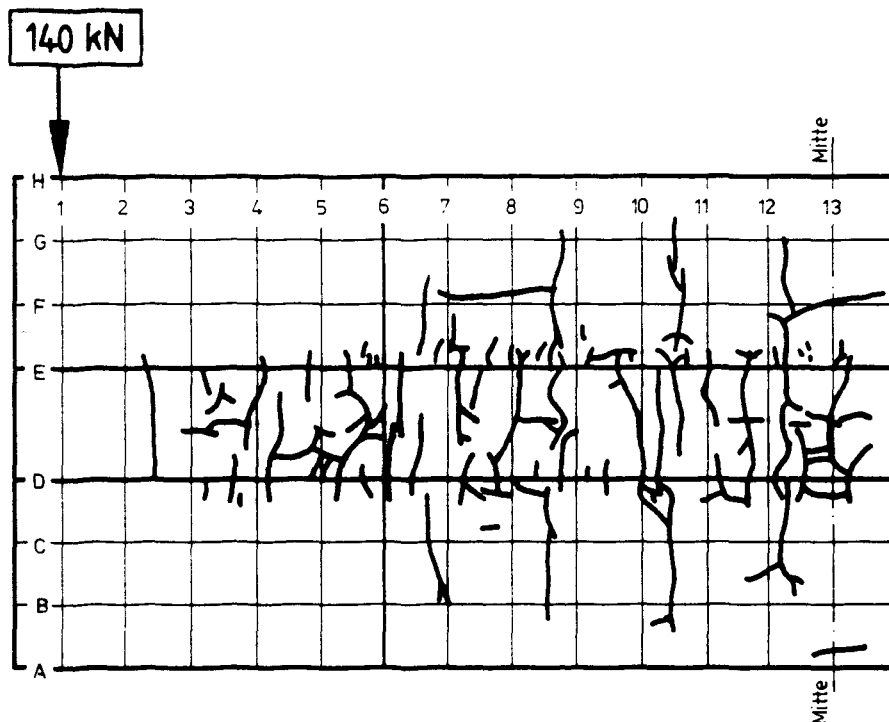
Bild R37: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit PCC 4



Ha - Na

Rißbreiten
s. Bild R10

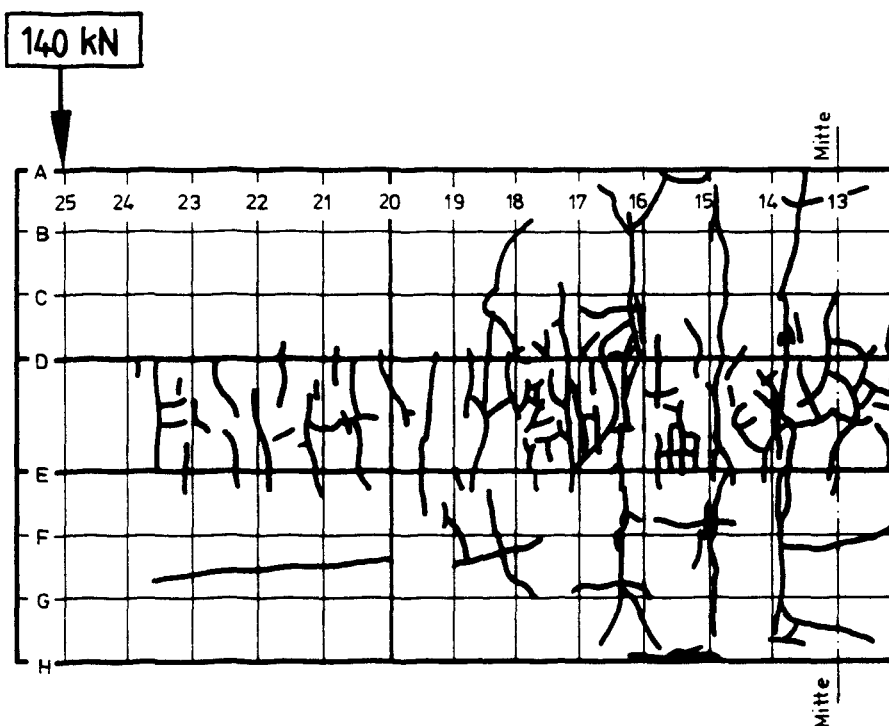
Bild R38: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit PCC 4



Dü - Ne - Na

Rißbreiten
s. Bild R11

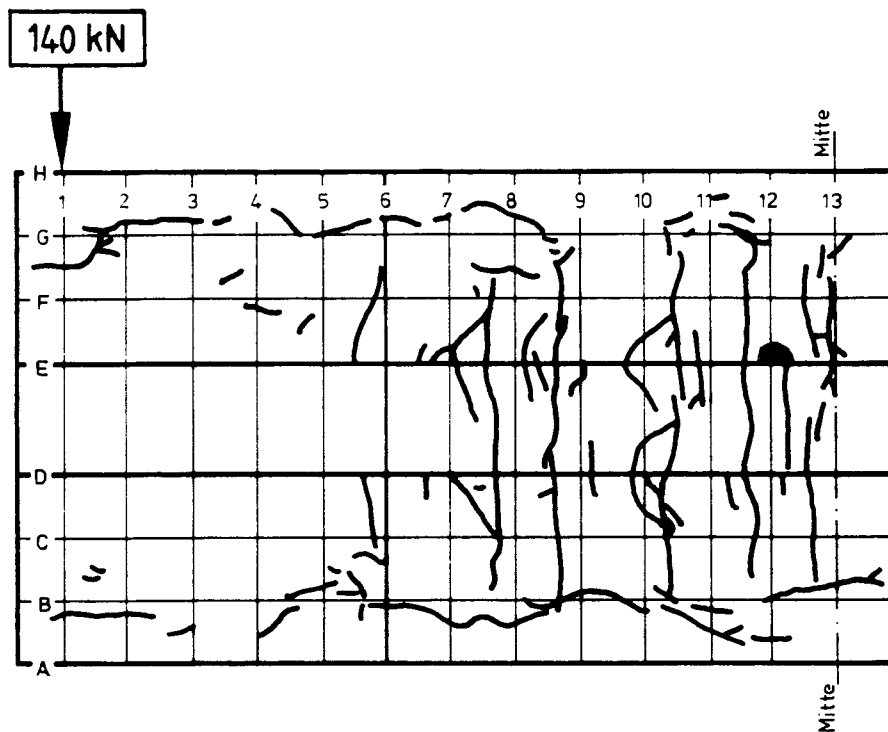
Bild R39: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf



Dü - Na

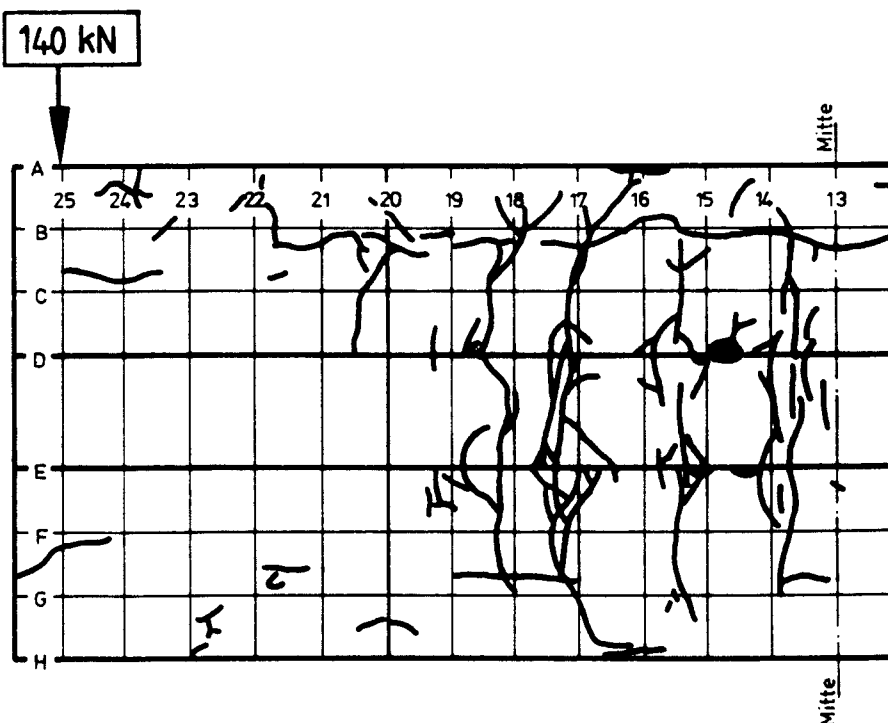
Rißbreiten
s. Bild R12

Bild R40: Rißbild nach dem Bruchversuch
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf



Rißbreiten
s. Bild R13

Bild R41: Rißbild nach dem Bruchversuch
Vergleichsbalken, linke Balkenhälfte



Rißbreiten
s. Bild R14

Bild R42: Rißbild nach dem Bruchversuch
Vergleichsbalken, rechte Balkenhälfte



Bild H1: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Normalbeton, DÜ - Ne - Na

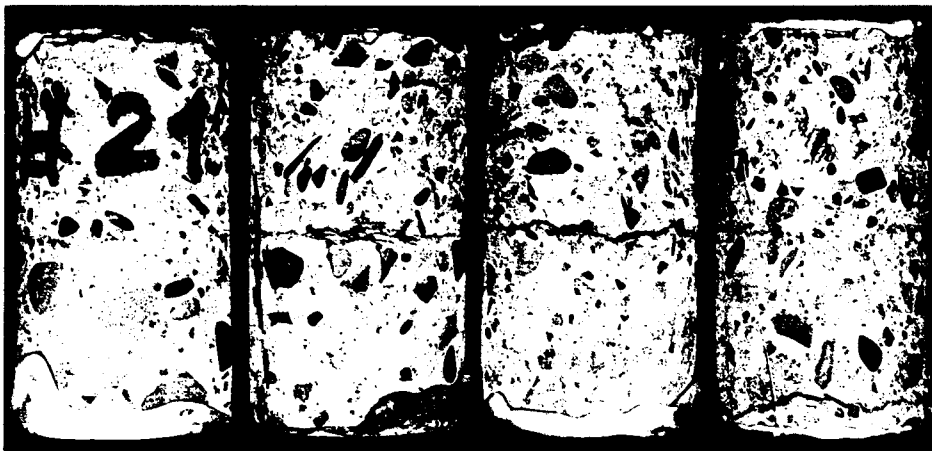


Bild H2: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Normalbeton, Dü - Na



Bild H3: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfbalter U1
Ergänzung mit Normalbeton, Ha - Na



Bild H4: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfbalter U1
Ergänzung mit Normalbeton, Na

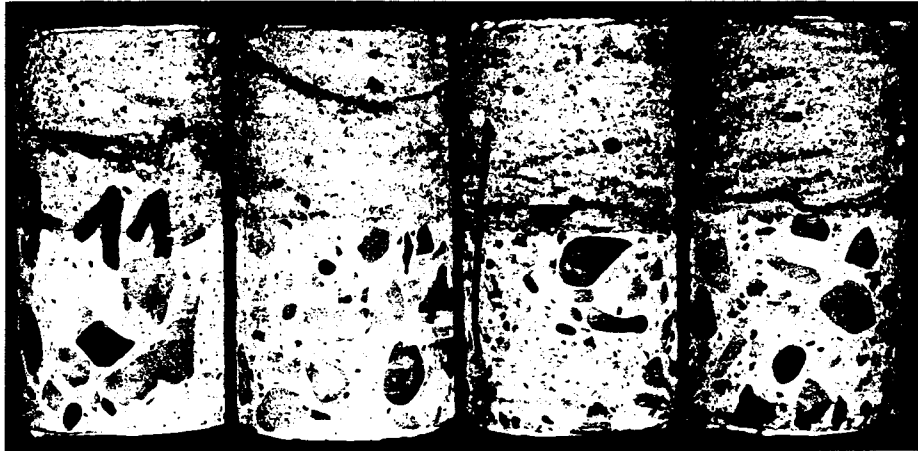


Bild H5: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Spritzbeton, DÜ - Ne - Na



Bild H6: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Spritzbeton, Na



Bild H7: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit PCC 3, Ha - Dü - Ne - Na



Bild H8: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit PCC 3, Ha - Na

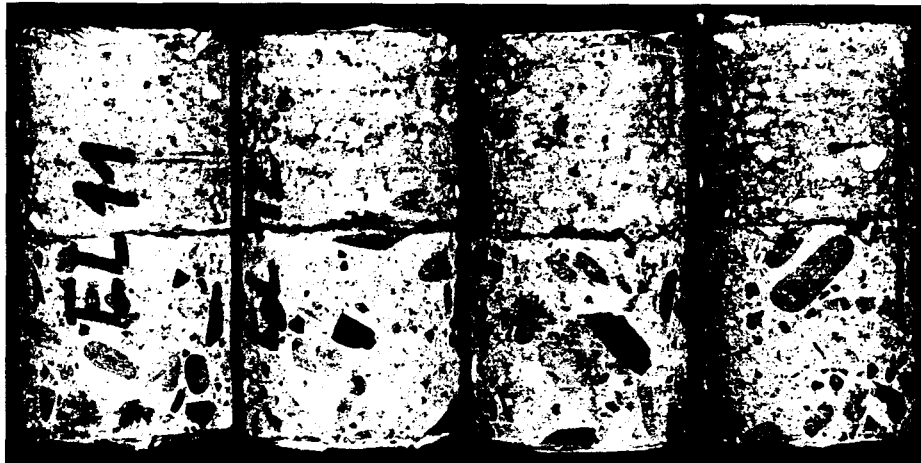


Bild H9: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfaller U1
Ergänzung mit PCC 4, Ha - Dü - Ne - Na

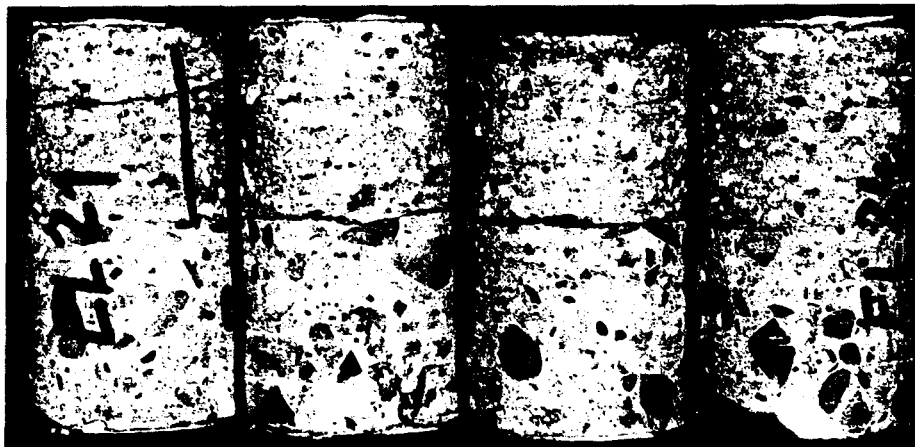


Bild H10: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfaller U1
Ergänzung mit PCC 4, Ha - Na

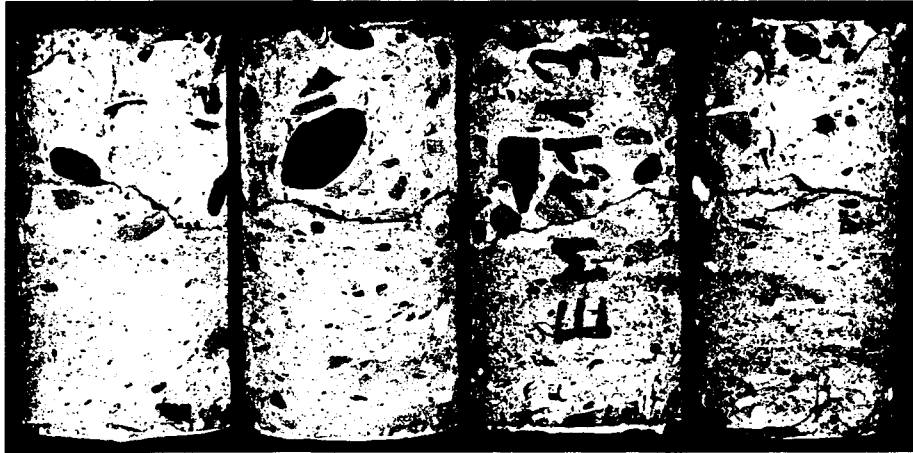


Bild H11: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf, Dü - Ne - Na



Bild H12: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf, Na

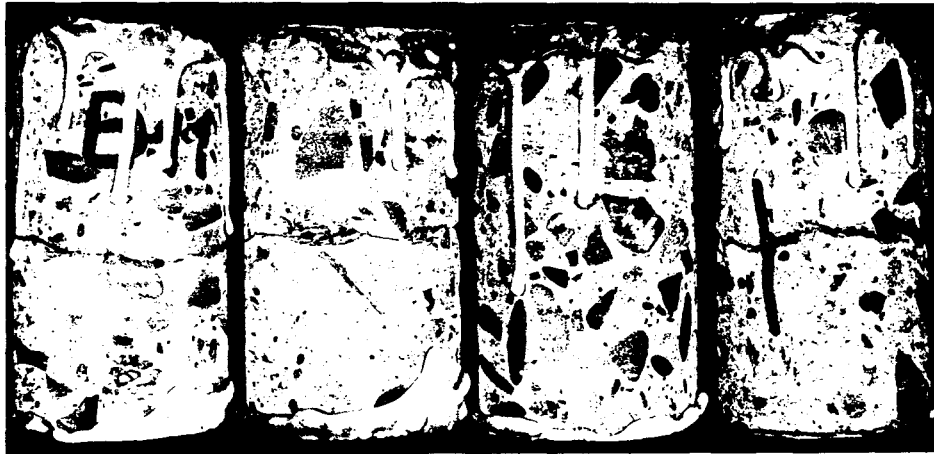


Bild H13: Bohrkerne aus den Begleitplatten
Prüfalter U1
Vergleichsbalken

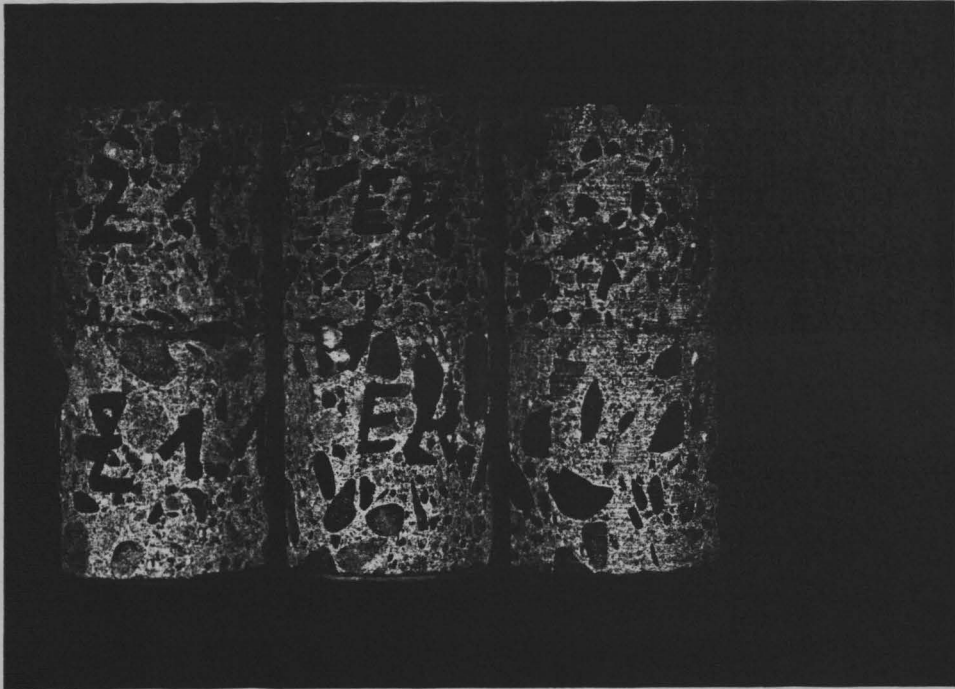


Bild H14: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Normalbeton, Dü - Ne - Na

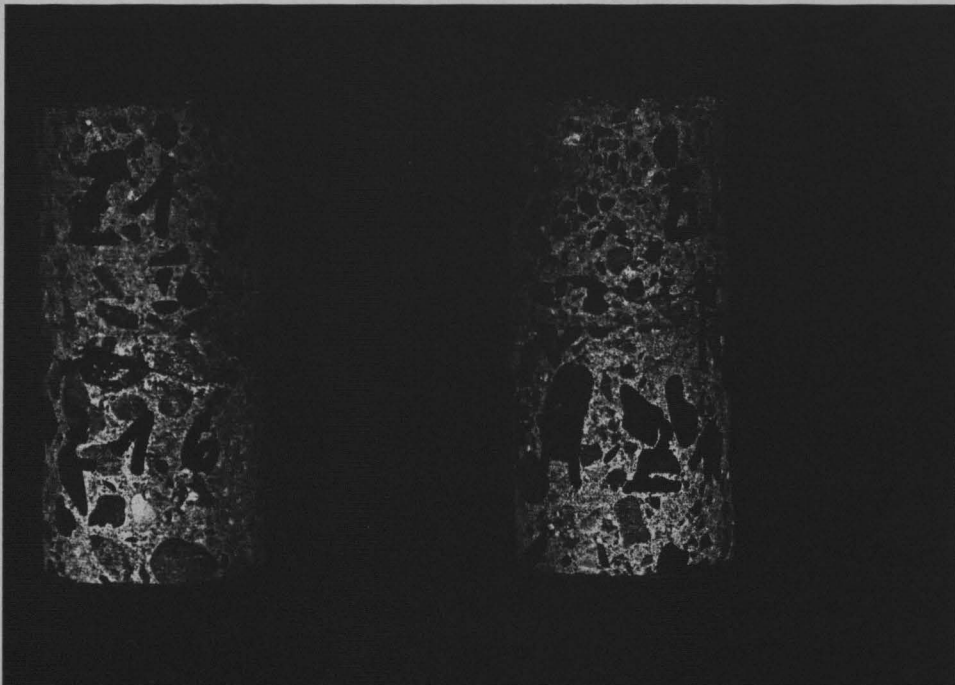


Bild H15: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Normalbeton, Dü - Na

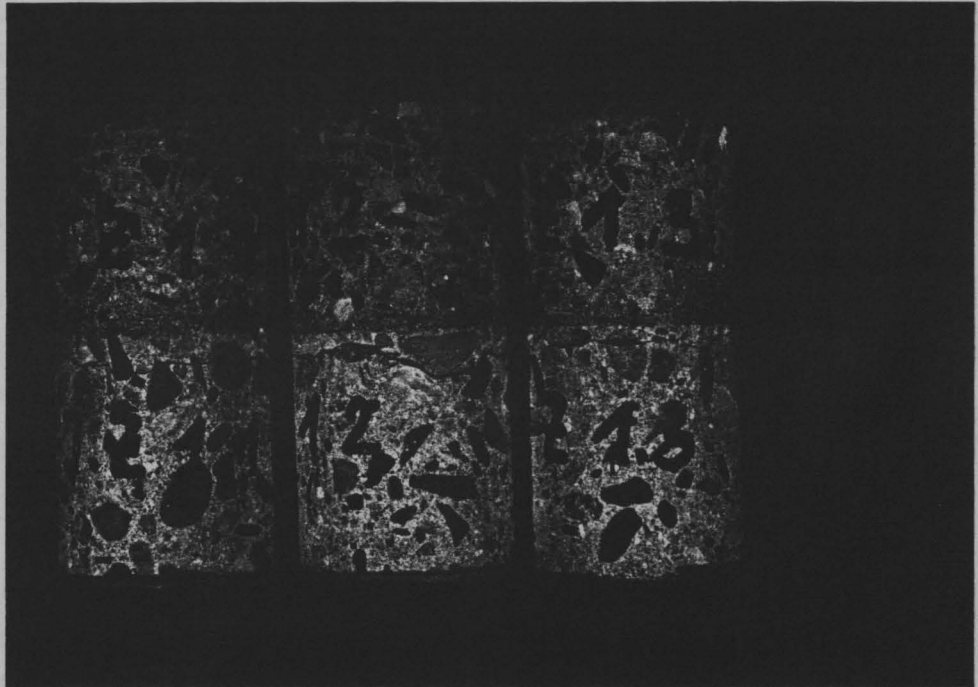


Bild H16: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Normalbeton, Ha - Na

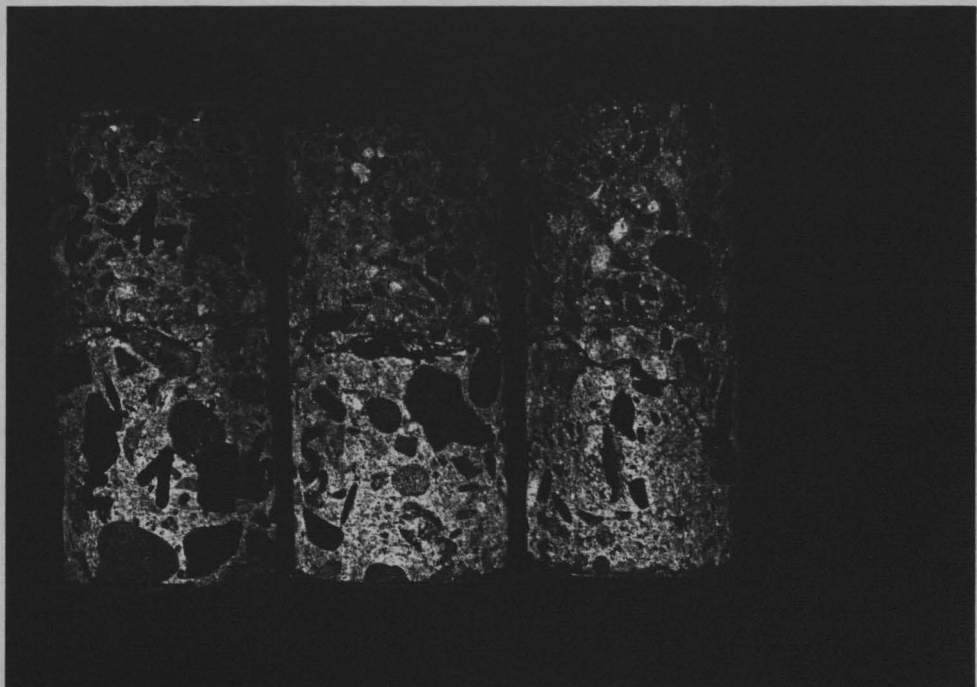


Bild H17: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Normalbeton, Na



Bild H18: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Spritzbeton, Dü - Ne - Na

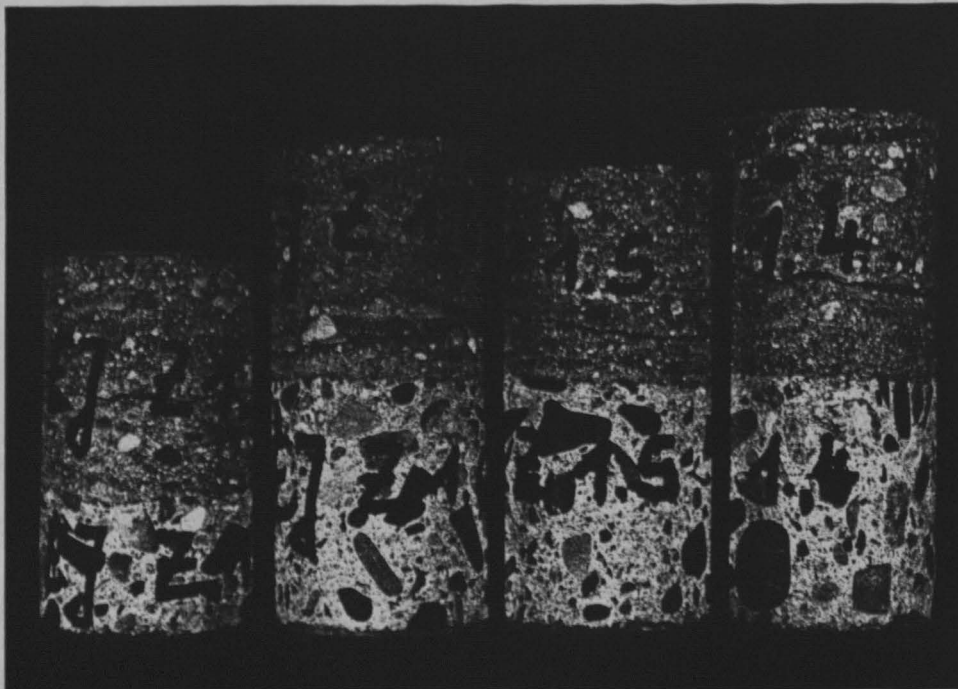


Bild H19: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Spritzbeton, Na

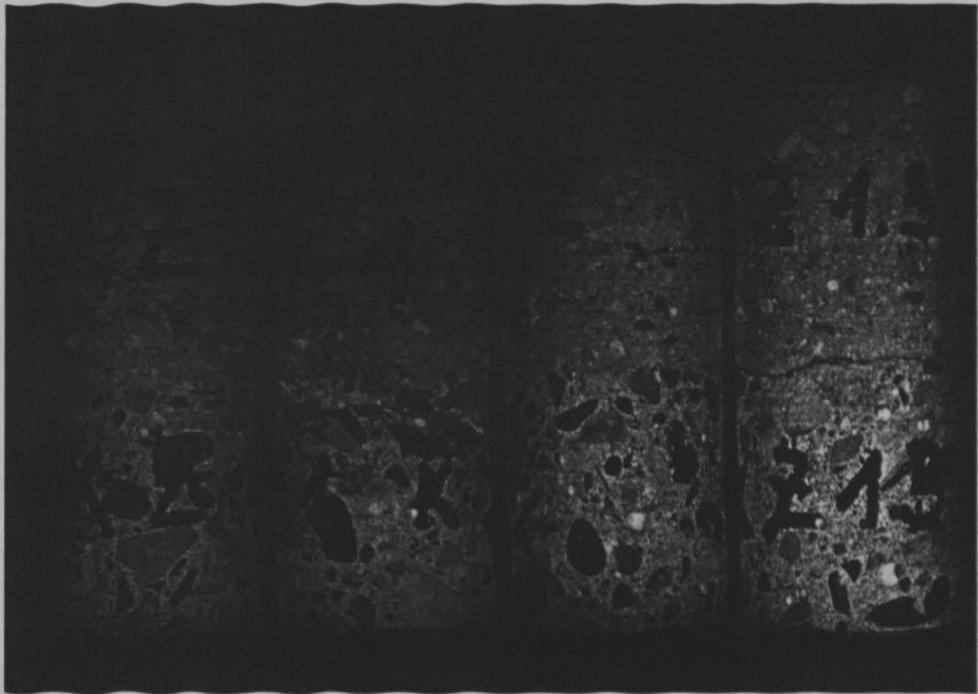


Bild H20: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit PCC 3, Ha - Dü - Ne - Na

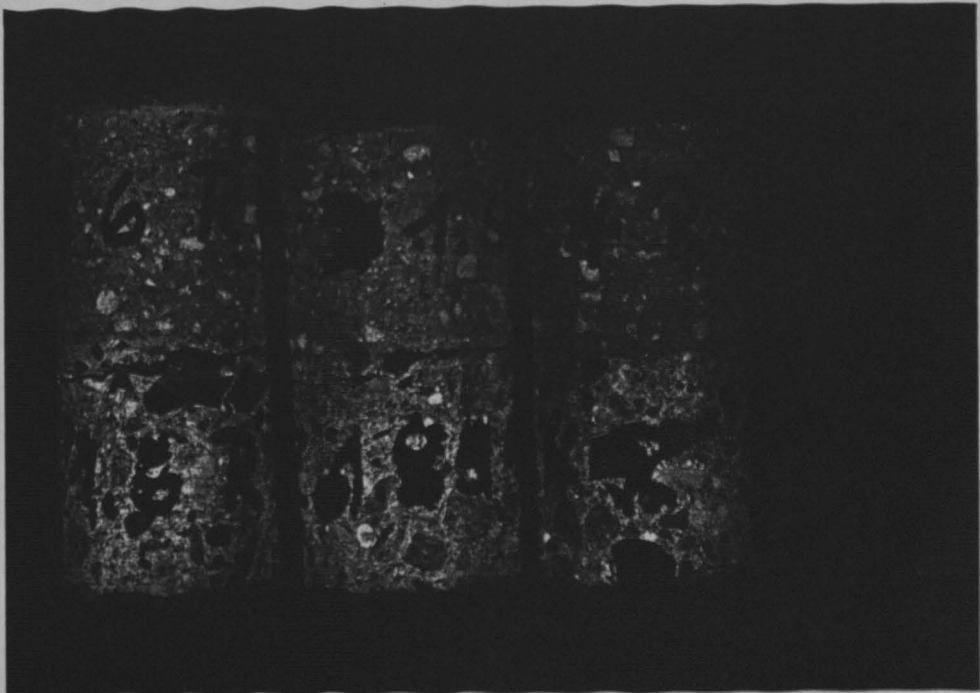


Bild H21: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit PCC 3, Ha - Na

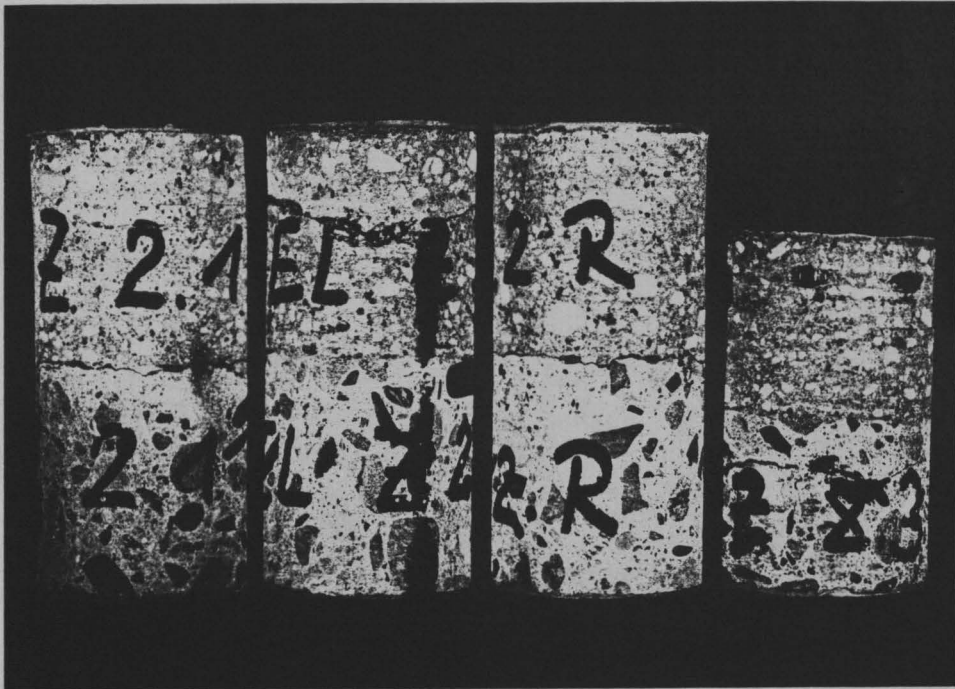


Bild H22: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z2
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit PCC 4, Ha - Dü - Ne - Na

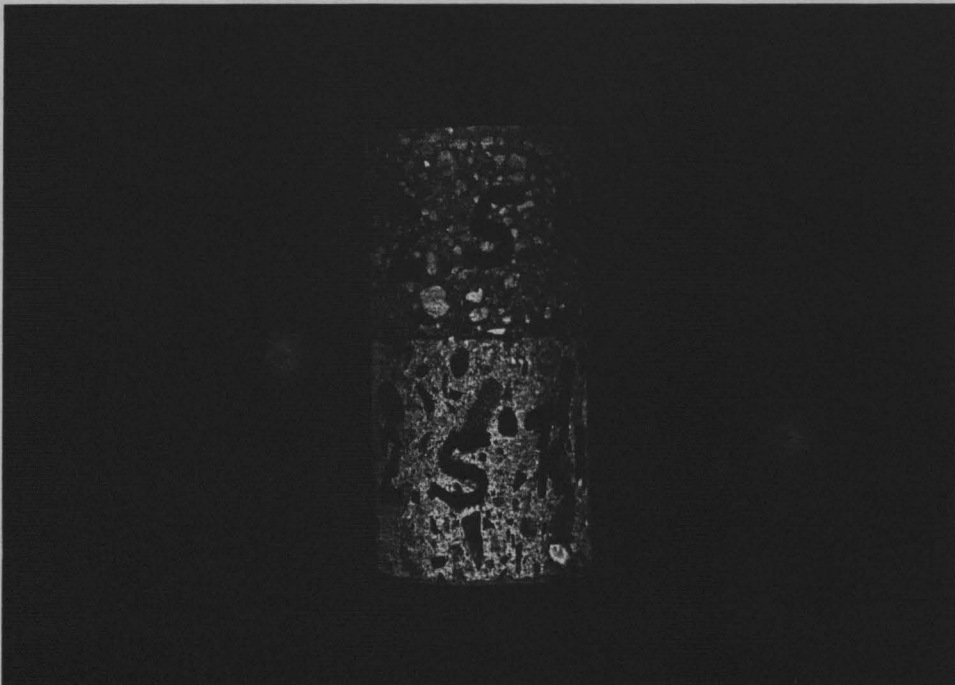


Bild H23: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Reihe Z2
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit PCC 4, Ha - Na



Bild H24: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Schnitt 1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf, Dü - Ne - Na

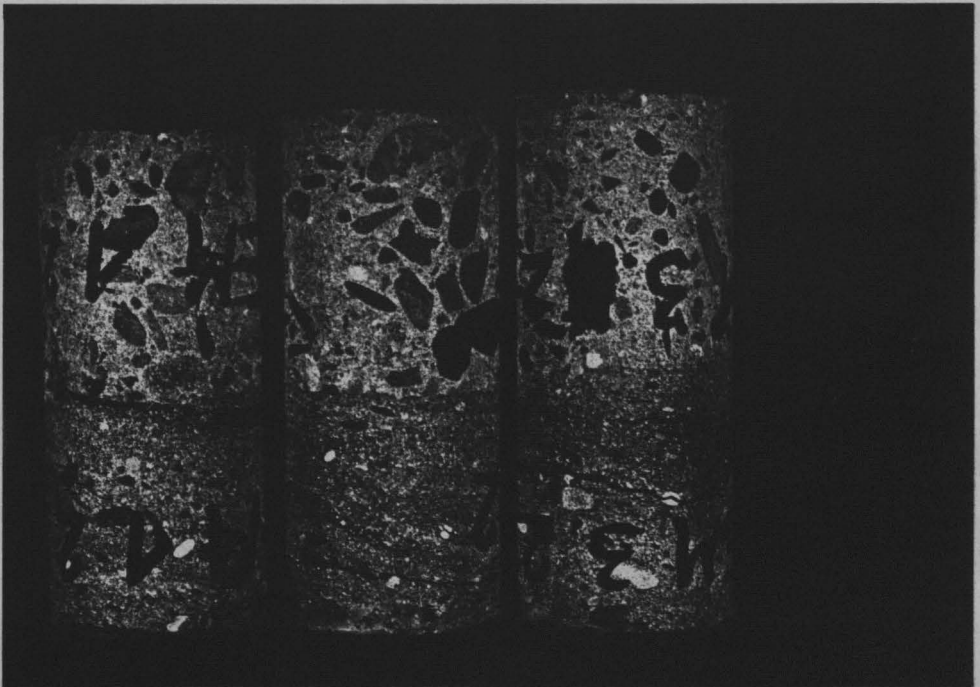


Bild H25: Bohrkerne aus dem Versuchsbalken, Schnitt 1
Prüfalter U2-SD
Ergänzung mit Spritzbeton über Kopf, Na

Ergänzung	Parameter	Festigkeit [N/mm ²]			
		U1		U2	
		Einzelwerte	i.M.	Einzelwerte	i.M.
(Vergleichs- balken)	-	2,95 - 3,32 - 2,87 - 2,78	2,98	2,78 - 3,35 - 2,84 - 2,81	2,95
Normalbeton	Dü - Ne - Na	2,29 - 2,09 - 2,46 - 1,55	2,10	2,30 - 2,56 - 1,87 - 2,67 - 0,44	1,97
	Dü - Na	2,43 - 1,57 - 2,85 - 2,65	2,38	1,91 - 2,75 - 2,32 - 2,47 - 3,01	2,49
	Ha - Na	2,51 - 3,19 - 2,89 - 2,86	2,81	4,33 - 3,11 - 2,99 - 3,82 - 3,75	3,60
	Na	2,56 - 1,47 - 2,29 - 2,96	2,32	4,12 - 2,35 - 2,82 - 2,92 - 2,00	2,84
Spritzbeton	Dü - Ne - Na	1,74 - 1,44 - 1,73 - 1,44	1,59	1,22 - 0,99 - 1,17 - 1,33 - 0,82	1,11
	Na	3,06 - 2,29 - 3,00 - 3,33	2,92	0,85 - 1,00 - 0,68 - 0,85 - 0,73	0,82
PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na	2,58 - 1,97 - 2,15 - 2,62	2,33	2,85 - 1,52 - 2,33 - 3,29 - 2,62	2,52
	Ha - Na	2,20 - 1,93 - 2,49 - 2,29	2,23	3,75 - 3,01 - 3,50 - 3,50 - 3,24	3,45
PCC 4	Ha - Dü - Ne - Na	1,16 - 1,76 - 0,78 - 1,90 - 2,23	1,57	3,02 - 2,54 - 1,44 - 2,83 - 3,37	2,60
	Ha - Na	1,72 - 2,68 - 1,48 - 2,52	2,10	3,41 - 3,11 - 3,15 - 3,71 - 2,57	3,19
Spritzbeton (über Kopf)	Dü - Ne - Na	1,56 - 1,83 - 1,74 - 1,59	1,68	1,29 - 1,38 - 2,15 - 1,94 - 1,15	1,58
	Na	1,06 - 1,33 - 1,90 - 1,92	1,55	0,68 - 0,58 - 0,98 - 1,44	0,92

Bild H26: Haftzugfestigkeiten der Bohrkerne aus den Begleitplatten, Prüfalter U1 und U2

Ergänzung	Parameter	Bruchart							
		U1				U2			
(Vergleichs- balken)	-	K	K	K	K	K	K	K	K
Normalbeton	Dü - Ne - Na	K/F	E	K	F	F	E/F	E	E F
	Dü - Na	E	F	F	K	F	K	E	E E
	Ha - Na	E	K	K/F	K	K	K	E	E/F E
	Na	F	F	E	K	K	E	E	E E
Spritzbeton	Dü - Ne - Na	E	E	E/F	E	E	E	E	E E
	Na	E/F	K	K	F	E	E	E	E E
PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na	E	K	K	E	K	K/F	K	K K
	Ha - Na	F	F	E	F	K	K/F	K	K K
PCC 4	Ha - Dü - Ne - Na	F	F	E	F K	K	K	K	K K
	Ha - Na	E	F	F	K	K	K	K	K K
Spritz. ü.K.	Dü - Ne - Na	K	K	K/F	K	E	E	E	E E
	Na	E	E	E	K	E	E	E	E E

K = Bruch im Kernbeton E = Bruch in der Ergänzung
F = Bruch in der Fuge M = Mischbruch

Bild H27: Brucharten der Bohrkerne aus den Begleitplatten, Prüfmuster U1 und U2

Ergänzung	Parameter	Reihe	Festigkeit [N/mm ²]			
			Einzelwerte			i.M.
(Vergleichs- balken)	-	Z1	1,94	2,95	2,70	2,53
		Z2	2,21	2,96	2,70	2,51
		D2	2,24	2,78	2,58	2,53
		D1	2,41	2,58	2,69	2,56
Normalbeton	Dü - Ne - Na	Z1	2,64	1,77	2,94	2,45
		Z2	2,83	2,71	3,04	2,86
		D2	2,91	2,18	3,10	2,73
		D1	2,39	2,38	1,70	2,96
Normalbeton	Dü - Na	Z1	2,47	-	2,65	2,56
		Z2	2,69	2,32	2,50	2,50
		D2	2,50	-(1,37)	1,26	1,71
		D1	2,06	1,46	1,88	1,80
Normalbeton	Ha - Na	Z1	2,62	1,13	2,26	2,00
		Z2	2,05	2,76	2,75	2,52
		D2	2,14	1,81	1,67	1,87
		D1	1,86	1,83	1,68	1,79
Normalbeton	Na	Z1	2,21	1,70	2,22	2,04
		Z2	2,22	1,90	2,22	2,11
		D2	2,06	1,23	1,96	1,75
		D1	2,10	1,70	1,54	1,78

Bild H28: Haftzugfestigkeiten der Bohrkerne aus den mit Normalbeton ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Ergänzung	Parameter	Reihe	Bruchart		
(Vergleichs- balken)	-	Z1	K	K	K
		Z2	K	K	K
		D2	K	K	K
		D1	K	K	K
Normalbeton	Dü - Ne - Na	Z1	F	K	E
		Z2	E	F	K/F
		D2	E	K	K
		D1	K	K	K
Normalbeton	Dü - Na	Z1	K	-	E
		Z2	E	K	E
		D2	K	K/F	K
		D1	K	K	K
Normalbeton	Ha - Na	Z1	K	K	K
		Z2	K	E	K
		D2	K	-(K)	K
		D1	K	K	K
Normalbeton	Na	Z1	K	K	K
		Z2	K	K	K
		D2	K	K	K
		D1	K	K	K

K = Bruch im Kernbeton

E = Bruch in der Ergänzung

F = Bruch in der Fuge

M = Mischbruch

Bild H29: Brucharten der Bohrkerne aus den mit Normalbeton ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Ergän- zung	Parameter	Reihe	Festigkeit [N/mm ²]			
			Einzelwerte			i.M.
PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na	Z1	0,90(1,24)	1,37	1,07	1,15
		Z2	1,80	1,64	1,91	1,78
		D2	1,93	1,70	1,65	1,76
		D1	2,01	1,56	1,65	1,74
PCC 3	Ha - Na	Z1	-(0,87)	-(1,95)	1,87	1,56
		Z2	1,85	1,49	2,75	2,03
		D2	1,58	1,78	1,22	1,53
		D1	1,16	1,90	1,04	1,37
PCC 4	Ha - Dü - Ne - Na	Z1	-(-)	-(-)	-(-)	-
		Z2	2,43	1,31(0,70)	1,66	1,53
		D2	1,60(0,97)	1,62	1,45(1,21)	1,37
		D1	1,96(0,23)	1,46(0,38)	0,58(1,52)	1,02
PCC 4	Ha - Na	Z1	-(-)	-(-)	-(-)	-
		Z2	-(-)	-(0,41)	-(-)	0,41
		D2	1,59	0,94	0,60(1,21)	1,09
		D1	1,22	1,00	-(-)	1,11

Bild H30: Haftzugfestigkeiten der Bohrkern aus den mit PCC 3 und PCC 4 ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Ergänzung	Parameter	Reihe	Bruchart		
PCC 3	Ha - Dü - Ne - Na	Z1	F(K)	E	F
		Z2	K	K	F
		D2	F	K	F
		D1	E	K	K
PCC 3	Ha - Na	Z1	-(K)	-(F)	E
		Z2	K	K	E
		D2	E	K	E
		D1	K	K	K
PCC 4	Ha - Dü - Ne - Na	Z1	-	-	-
		Z2	F	E(F)	K
		D2	K(K)	K	K(K)
		D1	K(K/F)	K(K)	E(K/F)
PCC 4	Ha - Na	Z1	-	-	-
		Z2	-	-(K/F)	-
		D2	K/F	K/F	K/F(K/F)
		D1	K/F	K/F	-(-)

K = Bruch im Kernbeton
F = Bruch in der Fuge

E = Bruch in der Ergänzung
M = Mischbruch

Bild H31: Brucharten der Bohrkerne aus den mit PCC ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Ergänzung	Parameter	Reihe	Festigkeit [N/mm ²]				
			Einzelwerte				i.M.
Spritzbeton (seitlich)	Dü - Ne - Na	Z1	1,54	1,19	-		1,37
		Z2	0,98	1,20	0,97		1,05
		D2	0,66	1,48	1,33		1,16
		D1	-	-(1,02)	0,55		0,79
Spritzbeton (seitlich)	Na	Z1	-(1,30)	1,74	1,85	1,00	1,47
		Z2	1,07	1,59	1,71	1,69	1,52
		D2	1,31	-	1,75	1,37	1,48
		D1	0,99	-(0,33)	-(0,72)	-	0,68
Spritzbeton (über Kopf)*	Dü - Ne - Na	Z _R	0,82	1,44	0,95		1,07
		Z _m	0,56	1,55	1,22		1,11
		Z _R	0,44	1,02	0,94		0,80
Spritzbeton (über Kopf)*	Dü - Na	Z _R	0,89	1,49	1,66		1,35
		Z _m	0,97	1,68	1,42		1,36
		Z _R	0,95	1,44	-		1,20

* nur Auslagerung unter Dauerlast, keine Schwellbeanspruchung während des Anbringens der Ergänzung

Bild H32: Brucharten der Bohrkerne aus den mit Spritzbeton ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Ergänzung	Parameter	Reihe	Bruchart			
Spritzbeton (seitlich)	Dü - Ne - Na	Z1	K	E	-	
		Z2	K	E	E	
		D2	E	E	E	
		D1	-	-(E)	E	
Spritzbeton (seitlich)	Na	Z1	-(E)	E	E	E
		Z2	K	K	K	K
		D2	E	-	E	E
		D1	E	-(E)	-(E/F)	-
Spritzbeton (über Kopf)*	Dü - Ne - Na	Z _R	E/F	E	E	
		Z _m	E	E	E	
		Z _R	E	E	E/F	
Spritzbeton (über Kopf)*	Dü - Na	Z _R	E	E	E	
		Z _m	E	E	E	
		Z _R	E	E	-	

K = Bruch im Kernbeton E = Bruch in der Ergänzung
F = Bruch in der Fuge M = Mischbruch

* nur Auslagerung unter Dauerlast, keine Schwellbeanspruchung während des Anbringens der Ergänzung

Bild H33: Haftzugfestigkeiten der Bohrkerne aus den mit Spritzbeton ergänzten Balken, Prüfalter U2 - SD

Form 3! L
F090-24! L 0030

07. Okt. 1992

30-0541/00, 20/01/2015